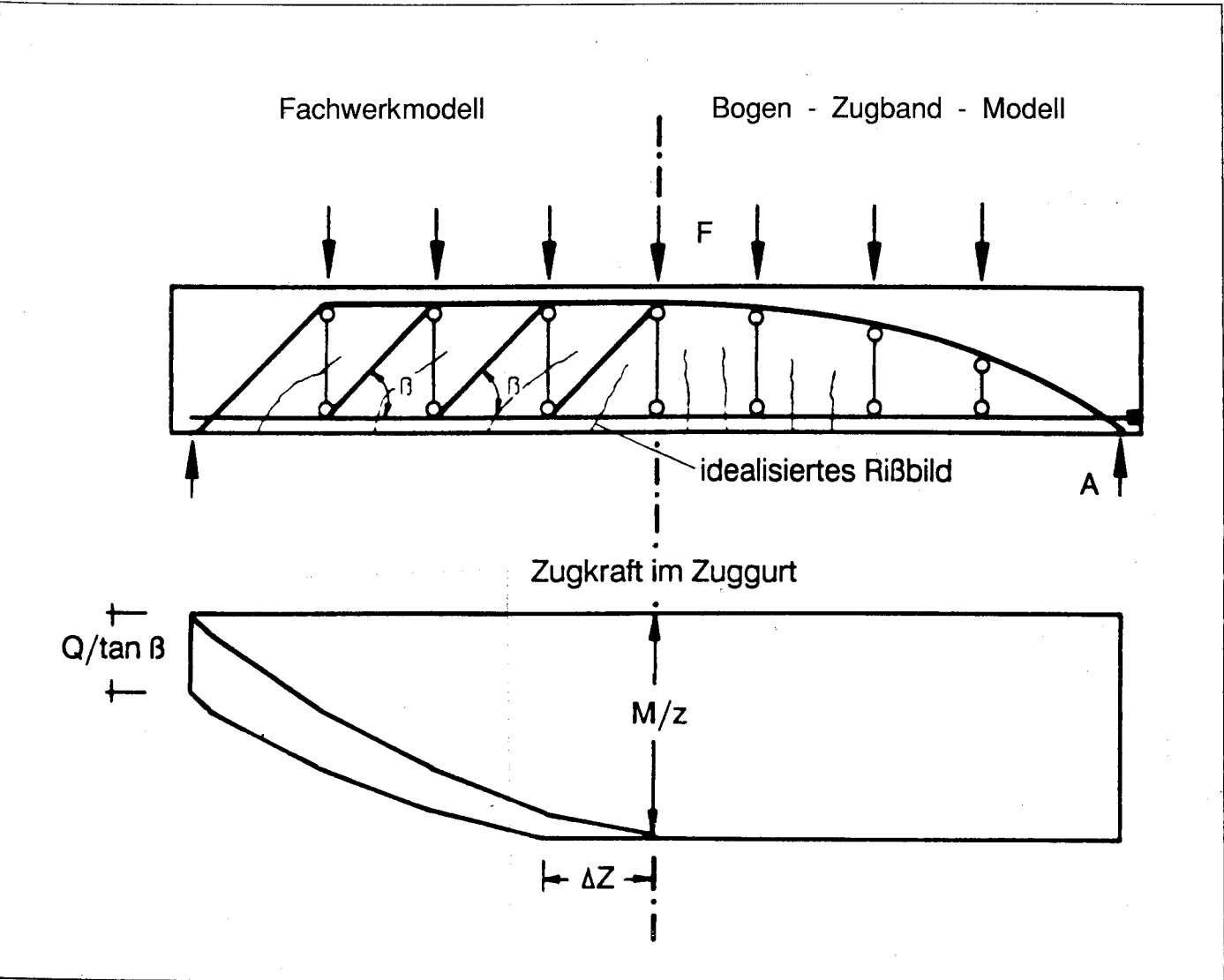
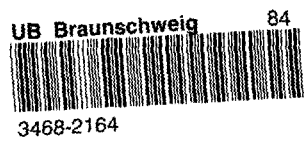


**Projekt 182**  
 Untersuchungen zum Tragverhalten sowie zur Feuerwiderstandsdauer  
 formstahlbewehrter Stahlbetonbalken

Forschungsvorhaben durchgeführt vom Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,  
 TU Braunschweig, mit finanzieller Förderung durch die Stiftung Stahlanwendungsforschung





## **F O R S C H U N G S B E R I C H T**

**Untersuchungen zum Tragverhalten sowie zur Feuer-  
widerstandsdauer formstahlbewehrter Stahlbetonbalken**

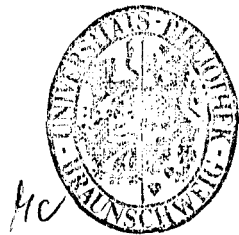
o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl (Kordina  
Dipl.-Ing. Thies Claußen  
Dr.-Ing. Siegfried Droese

Dieses Forschungsvorhaben wurde am Institut  
für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig mit  
finanzieller Förderung durch die Stiftung  
Stahlanwendungsforschung, Essen, im Auftrag  
der Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V.,  
Düsseldorf, durchgeführt.

Januar 1991

1891

1891





## V O R W O R T

Seit Einführung der Stahlbetonbauweise ist man ständig darum bemüht gewesen, die Bemessung und konstruktive Gestaltung von Bauwerken wirtschaftlich und funktionell zu optimieren. So stellt z.B. DIN 1045, 3. Ausgabe aus dem Jahre 1943 die Forderung, mit der Verwendung von Stahl in diesem Bereich nur äußerst sparsam umzugehen. Im Wandel der Verfahren und Methoden wie sie sich in der Nachkriegszeit entwickelt haben, hat sich jedoch das Verhältnis Lohnkosten zu Materialeinsatz, insbesondere beim Betonstahl, nachhaltig verändert. Bei den derzeitigen hohen Lohnkosten ist eine wirksame Kostensenkung für den Stahlbetonbau durch die Rationalisierung der Bewehrungsformen zu erzielen, selbst dann, wenn dadurch das für ein Bauteil erforderliche Stahlgewicht größer werden sollte. Die Bewehrung von Stahlbetonbalken mit Formstahlprofilen ohne die im Verbund üblichen Verbundmittel bietet eine geeignete Möglichkeit zur Rationalisierung im vorbeschriebenen Sinne. Daß diese Bauteile bisher nicht verstärkt eingesetzt wurden lag insbesondere daran, daß für eine Anwendung der Formstahlbewehrung aus der Praxis bisher noch keine ausreichenden Erfahrungen vorlagen.

Ziel eines in unserem Auftrag durchgeführten Forschungsvorhabens war es deshalb, das Tragverhalten formstahlbewehrter Stahlbetonbalken durch Versuche so weit zu klären, daß die Basis für ein sicheres und wirtschaftliches Bemessungsverfahren für Lasten bei gleichzeitiger Anhebung der Werte für die Feuerwiderstandsdauern geschaffen wird.

Die Ergebnisse, die mit Vorlage dieses Abschlußberichtes erstmals veröffentlicht werden, dürfen als Grundlage zur breiteren Anwendung der Bauweise "formstahlbewehrte Stahlbetonbalken" gewertet werden, und sollen dem Anwender die Einführung in die Baupraxis erleichtern. Diese Erwartung stützt sich insbesondere darauf, daß im Versuch eine Feuerwiderstandsdauer erreicht wurde, welche weit über den bisher bekannten Zeiten für Bauteile in der ungeschützten Stahlkonstruktion lag. Ebenso lieferten die Versuche die Erkenntnis, daß die Formstahlbewehrung nach dem

...

Erkalten der Versuchsbalken völlig intakt war, wodurch Bauglieder dieser Art gegenüber solchen aus anderen Werkstoffen (z.B. Holzleimbinder) zusätzliche Sicherheiten in der Lösch- und Nachlöschphase bieten.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß sich durch den Einsatz von Stahlbetonbalken mit Formstahl als Armierung sowohl in ihrer Bauteileignung als auch durch hohe Wirtschaftlichkeit bei der Fertigung Vorteile erwarten lassen.

Das Vorhaben wurde am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, unter der Leitung von Herrn Prof.Dr.-Ing. Dr.-Ing.E.h. K. Kordina abgewickelt und von einem Arbeitskreis, der sich aus Herren der Stahlindustrie zusammensetzte, begleitet.

STUDIENGESELLSCHAFT STAHLANWENDUNG E.V.

Düsseldorf, im November 1990

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
1.1. Problemstellung	2
1.2. Zielsetzung	3
2. Bisheriger Kenntnisstand zum Tragverhalten formstahlbewehrter Stahlbetonbalken	4
2.1. Allgemein	4
2.2. Vorgegangene Versuche an formstahlbewehrten Stahlbetonbalken	4
3. Eigene Untersuchungen	8
3.1. Versuchsprogramm	8
3.2. Materialwerte	10
4. Versuche zum Tragverhalten bei Raumtemperatur mit Versuchsbalken 1 bis 4	11
4.1. Versuchsdurchführung und Meßprogramm	11
4.2. Ausbildung der Versuchsbalken	13
4.3. Festlegung der Versuchslast	27
4.4. Versuchsergebnisse	28
4.4.1. Balken 1	28
4.4.2. Balken 2	51
4.4.3. Balken 3	87
4.4.4. Balken 4	111
4.5. Bewertung der Ergebnisse der Versuchsdurchführung	152
4.6. Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung formstahlbewehrter Stahlbetonbalken	157
4.6.1. Biegebemessung	157
4.6.2. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	158
4.6.3. Konstruktive Ausbildung formstahlbewehrter Stahlbetonbalken	160

5.	Versuche zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer mit Versuchsbalken B1 bis B4	162
5.1.	Zielsetzung der Versuche zum Brandverhalten	162
5.2.	Versuchsdurchführung	166
5.2.1.	Konstruktive Ausbildung der Versuchsbalken	166
5.2.2.	Festlegung der Versuchslast	169
5.3.	Versuchsdurchführung Brandversuche	169
5.3.1.	Einbau und Belastung der Versuchskörper	169
5.3.2.	Durchgeführte Messungen	174
5.3.3.	Beobachtungen bei den Versuchsdurchführungen	191
5.3.4.	Versuchsergebnisse	192
5.4.	Versuchsauswertung	198
5.5.	Bewertung der Versuchsergebnisse	199
5.6.	Empfehlungen für die Praxisanwendung formstahlbewehrter Balken	213
5.6.1.	Empfehlungen zur Bemessung und zur konstruktiven Gestaltung für eine angestrebte Feuerwiderstandsdauer	213
5.6.2.	Nachweisverfahren für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer	214
6.	Notwendige weitere Forschung	221
7.	Zusammenfassung	222
8.	Literatur	223
Bilder 1 u. 2	Seite	2
Bild 3	Seite	5
Bilder 4 u. 5	Seite	12
Bilder 6 bis 19	Seite	14 - 26
Bilder 20 bis 40	Seite	30 - 49
Bilder 41 bis 72	Seite	53 - 84

Bilder 73 bis 93	Seite	88 - 108
Bilder 94 bis 128	Seite	114 - 147
Bilder 150 bis 154	Seite	163 - 165
Bild 168	Seite	170
Bilder 174 bis 177	Seite	172 - 173
Bilder 155 bis 173	Seite	175 - 190
Bilder 178 bis 183	Seite	193 - 197
Bilder 184 bis 195	Seite	201 - 212
Bilder 196 bis 198	Seite	215 - 216
Bilder 199 bis 200	Seite	219 - 220

Tabelle 1	Seite	9
Tabelle 2	Seite	50
Tabellen 3 bis 4	Seite	85 - 86
Tabellen 5 bis 6	Seite	109 - 110
Tabellen 7 bis 10	Seite	148 - 151
Tabelle 11	Seite	153
Tabelle 12	Seite	156
Tabelle 20	Seite	167

Bilder A 1 bis A 7	Anlage	1 - 7
Bilder A 20 bis A 71	Anlage	8 - 59

Tabellen A 1 bis A 84	Anlage	60 - 119
Tabellen A 100 bis A 119	Anlage	120 - 139



## 1. Einleitung

### 1.1. Problemstellung

Die Kombination von Profilstahl und Stahlbeton ermöglicht mit der Ausnutzung von speziellen Vorteilen der reinen Stahlbauweise als auch der reinen Stahlbetonbauweise eine wirtschaftliche und konstruktive Optimierung. Diese Kombination von Profilstahl und Stahlbeton ist als Verbundbauweise mit entsprechenden Verbundmitteln (in der Regel Kopfbolzendübel) bekannt und wird häufig bei Brücken und Industriebauten eingesetzt.

Bei formstahlbewehrten Stahlbetonbalken besteht die Biegezugbewehrung aus einem unten freiliegenden Formstahlprofil (Walzprofil oder Kaltprofil) ggf. mit Zulagen aus Betonstählen (vgl. Bild 1 und 2). Im Gegensatz zu üblichen Verbundträgern wird hierbei dem Stahlbetonquerschnitt allein die Querkraftübertragung zugewiesen. Der Verbund wird ausschließlich durch Verankerungen mit angeschweißten Ankerkörpern an den Balkenenden (bei Durchlaufträgern auch über den inneren Auflagern) hergestellt. Das schafft günstige Voraussetzungen für die Ausnutzung des Profilstahlquerschnittes als Biegezugbewehrung, rechnerisch ist zur Querkraftaufnahme keine Schubbewehrung erforderlich und es sind außer den Ankerkörpern keine weiteren sonst aufwendigen Verbundmittel wie Kopfbolzen oder ähnliches erforderlich. Geschützt im Beton liegende Zulagebewehrung kann, obwohl das Stahlprofil frei liegt, ausreichende Feuersicherheit bewirken.

Damit vereinigen formstahlbewehrte Stahlbetonbalken viele vorteilhafte Eigenschaften von Stahlbetonbalken und Stahlverbundträgern und weisen darüber hinaus noch einige Vorzüge auf:

- Die Formstahlbewehrung kann als Schalungsträger dienen und ist gleichzeitig Abstandhalter für die Seitenschalung. Dadurch wird der Aufwand für Schalung und Rüstung im Vergleich zum üblichen Stahlbetonbalken geringer.
- Die Bewehrungsformen können in Verbindung mit verminderter Schubbewehrung vereinfacht werden.

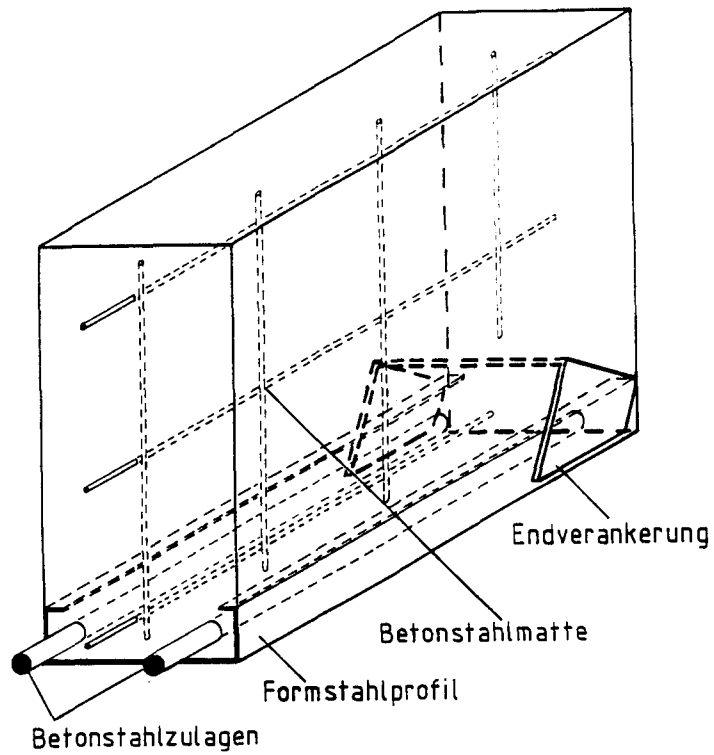


Bild 1:

Prinzipskizze der Formstahlbewehrung.

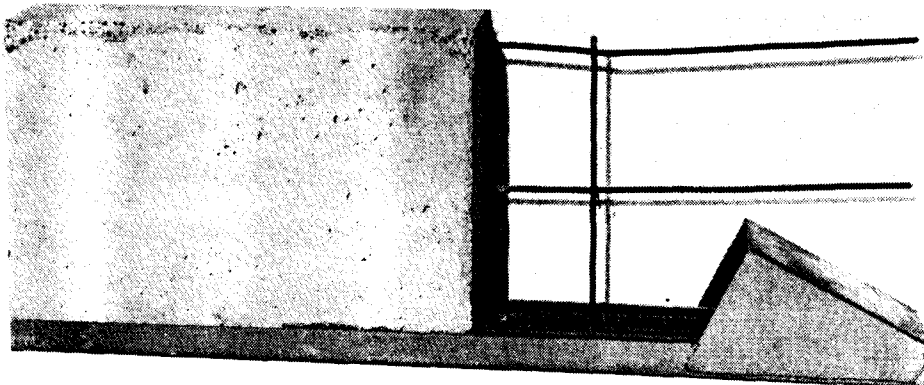


Bild 2:

Foto eines Anschauungsobjektes für die Ausbildung der Endverankerung eines formstahlbewehrten Balkens.



- Bei gleicher Bauhöhe ist die statisch nutzbare Höhe größer als bei üblichen Stahlbetonbalken.
- Das freiliegende Stahlprofil bietet einfache Befestigungsmöglichkeiten für Installationen.
- Eine Traglastserhöhung bei späteren Nutzungsänderungen ist durch Anschweißen von Verstärkungsflaschen möglich.

Die grundsätzliche Eignung der Bauweise haben Kordina/Droese in zwei vorangegangenen Versuchsserien nachgewiesen. Über diese Versuche wird im Kapitel 2.2 eingehend berichtet.

## **1.2. Zielsetzung**

In den bisher durchgeführten Versuchen konnte das Tragverhalten nicht soweit geklärt werden, um ein sicheres und wirtschaftliches Bemessungsverfahren zu formulieren. Insbesondere war das Tragverhalten unter Schwellbeanspruchung unklar (bisher noch nie im Versuch geprüft). Darüber hinaus ist es vor einer ersten Anwendung in der Baupraxis erforderlich, durch Brandversuche das Verhalten im Feuer nachzuweisen (ebenfalls bisher noch nie im Versuch geprüft).

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist durch experimentelle Tragfähigkeitsversuche sowie Ermittlungen der Feuerwiderstandsdauer die Bauweise bis zur Einsatzreife weiter zu entwickeln.

## **2. Bisheriger Kenntnisstand zum Tragverhalten formstahlbewehrter Stahlbetonbalken**

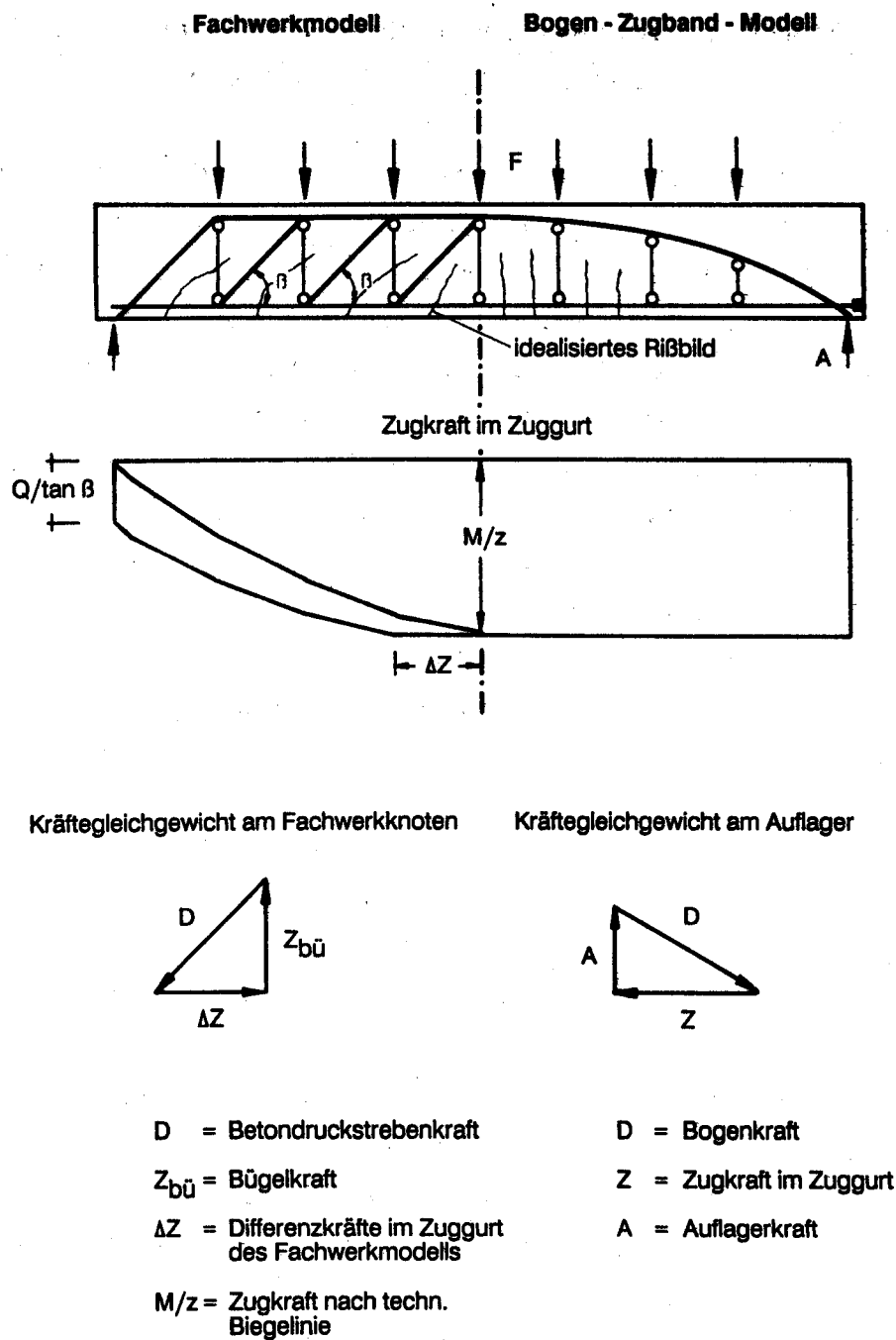
### **2.1. Allgemein**

Abweichend von Stahlbetonbalken, die üblicherweise entsprechend dem Fachwerkmodell nach MÖRSCH/RITTER berechnet und ausgebildet werden, tragen formstahlbewehrte Stahlbetonbalken weitgehend als Sprengwerk- oder Bogen-Zugband-Systeme. Diese Systeme weisen über die Feldlänge konstante Biegezugkräfte im Zuggurt auf, rechnerisch ist für das Gleichgewicht keine Schubbewehrung erforderlich. Bild 3 zeigt im Vergleich den Lastabtrag bei einem Fachwerk- und bei einem Bogen-Zugband-Modell.

Die im Verbund liegenden Betonstahlzulagen und der Verbund zwischen Formstahl und Beton bewirken jedoch zu einem bestimmten Anteil auch eine Tragwirkung entsprechend dem Fachwerkmodell, bei diesem Modell erfordert die über die Trägerlänge nicht konstante Zuggurtkraft eine Schubbewehrung. Das wirkliche Tragverhalten formstahlbewehrter Stahlbetonbalken entspricht daher einer Kombination aus beiden Systemen und lässt sich nur durch Versuche eindeutig feststellen, aus deren Ergebnissen dann entsprechende Bemessungsregeln abgeleitet werden können.

### **2.2. Vorangegangene Versuche an formstahl- bewehrten Stahlbetonbalken**

Versuche an formstahlbewehrten Balken dieser Bauart sind bisher nur an der TU Braunschweig durchgeführt worden. Mit finanzieller Förderung durch den Niedersächsischen Minister für Wissenschaft und Kunst wurden in Versuchen 12 Ankerkörper und 3 Balken hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit untersucht. Die Versuche lieferten wertvolle Erkenntnisse über die zweckmäßige und wirtschaftliche Ausbildung der Ankerkörper und bestätigten die grundsätzliche Eignung der vorgeschlagenen Bauweise für die Herstellung von balkenförmigen Tragwerken. Die Versuchsergebnisse der wenigen Versuchsbalken waren jedoch für die Entwick-



**Bild 3:**

Gegenüberstellung des Fachwerkmodells (Grundlage für die Schubbemessung und Zugkraftdeckung nach DIN 1045) zum Bogen-Zugband-Modell (Grundlage für biegebeanspruchte Stahlbetontragwerke ohne Schubbewehrung sowie für formstahlbewehrte Balken).

lung eines Bemessungsverfahrens nicht ausreichend. Die Versuche und deren Ergebnisse sind in [1, 2] beschrieben.

In einem Kooperationsverfahren mit der Firma C. Schuhmacher GmbH, Wolfenbüttel, wurde mit finanzieller Förderung durch den Niedersächsischen Minister für Wirtschaft, Technologie und Verkehr an einem kleinen Versuchsbau auf dem Hochschulgelände die Ausführbarkeit formstahlbewehrter Stahlbetonbalken unter Baustellenbedingungen erprobt. Es wurden sowohl Balken als Fertigteile, ergänzt durch eine Stahlbetonplatte zum Plattenbalken, Fertigteilbalken mit Rechteckquerschnitt und Trapezblechdecke als auch örtlich eingeschalte und betonierte formstahlbewehrte Balken ausgeführt. Es zeigte sich, daß diese Balken durch übliches Baustellenpersonal ohne besondere Schwierigkeiten mit geringem Aufwand herstellbar sind. Ein kalkulatorischer Vergleich der hier aufgeführten formstahlbewehrten Balken mit üblichen Stahlbetonbalken ergab, daß die untersuchten formstahlbewehrten Stahlbetonbalken um rund 20 bis 30 % teurer waren als übliche Stahlbetonbalken. Dies ist hauptsächlich auf die Ankerkörper der Endverankerung zurückzuführen, die hier in Einzelanfertigung durch Handarbeit hergestellt wurden. Bei Nutzung der Befestigungsmöglichkeit für Ausbau und Installationen etc. am freiliegenden Stahlprofil, was bei üblichen Stahlbetonbalken den Einbau von Ankerschienen oder das Setzen von Dübeln erfordert, sind die Kosten beider Bauweisen etwa gleich. Durch Optimierung der Ankerkörper in Verbindung mit rationalisierter Herstellung und Verwendung von St 52 anstelle St 37 erscheint eine kostengleiche Herstellung möglich, wobei der formstahlbewehrte Stahlbetonbalken dann zusätzlich den Vorteil der Befestigungsmöglichkeit an dem unten freiliegenden Formstahl bietet.

An den formstahlbewehrten Balken des fertiggestellten Versuchsbaus wurden auch Belastungsversuche bis zur Bruchlast durchgeführt. Bei allen Balken war die Biegebeanspruchung für die Tragfähigkeit maßgebend. Ein Vergleich von rechnerisch ermittelten und im Versuch erreichten Tragfähigkeiten zeigte, daß volle Biegetragfähigkeiten nur oberhalb eines bestimmten Schubdeckungsgrades erreicht wurden. Zur Erreichung voller Biegetragfähigkeiten von formstahlbewehrten Stahlbetonbalken wurde

ein Schubdeckungsgrad von  $\geq 0,60$  empfohlen und als untere Grenze wurde ein Schubdeckungsgrad von 0,30 angegeben. Die Durchführung und die Ergebnisse dieser Versuche sind im Bericht [3] enthalten.

### 3. Eigene Untersuchungen









#### 3.1. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfaßte insgesamt acht Versuchsbalken, an vier Balken wurden unter Raumtemperatur das Tragverhalten und die Bruchlasten ermittelt, an weiteren vier Balken erfolgte im Brandversuch die Feststellung der Feuerwiderstandsdauer. Eine Übersicht über das gesamte Versuchsprogramm enthält Tabelle 1.

Alle Versuchsbalken waren als Einfeldträger mit 4,75 m Stützweite ausgeführt. Dieses Maß ergab sich aus den Abmessungen des zur Verfügung stehenden Brandraumes für die Brandversuche. Alle Balken wurden im Versuch mit jeweils 4 Einzellasten (in den ungeraden Achtelpunkten der Spannweite angeordnet) belastet. Damit entspricht die zugehörige Biegebeanspruchung weitgehend der eines mit konstanter Streckenlast beanspruchten Balkens. Es wurden sowohl Balken mit Rechteckquerschnitt als auch mit Plattenbalkenquerschnitt in die Untersuchungen einbezogen.

In vorangegangenen Versuchsreihen wurden ausnahmslos Balken mit einer Stegbreite von 14 cm untersucht. Um einen direkten Vergleich der jetzt gewonnen Versuchsergebnisse mit denen vorangegangener Versuche zu ermöglichen, sind auch die in dieser Versuchsserie untersuchten Balken mit der gleichen Stegbreite ausgeführt worden. Nachdem der erste Versuch zeigte, daß bei den Balken mit Rechteckquerschnitt unerwartet früh ein Druckbruch in der Biegedruckzone des Balkens erfolgte, wurde der Querschnitt der Balken mit Rechteckquerschnitt in einen trapezförmigen Querschnitt mit breiterer Druckzone abgeändert.

Bei zwei der unter Raumtemperatur geprüften Versuchsbalken (Balken Nr. 1 und 3) wurde die Last in Stufen bis zum Bruch gesteigert. Bei den ebenfalls unter Raumtemperatur geprüften Versuchsbalken Nr. 2 und 4 erfolgte in Stufen eine Belastung bis zur rechnerischen Gebrauchslast, anschließend eine Schwellbeanspruchung mit dieser Last als Oberlast und ca. 30 % dieser Last als Unterlast mit insgesamt 2 Millionen Lastwechseln. An-

Versuche zum Tragverhalten und zur Bruchlast.					
Balken Bezeichn.	Quer- schnitt	hergest. am	geprüft am	Art der Prüfung	Bemerkung
1		01.08.88	10.10.88	Bruchlast	
2		26.04.89	28.06.89 07.08.89	dyn. Beanspr. Bruchlast	Querschnittsabmess. u. Bewehrg. wie 1
3		28.02.89	19.05.89	Bruchlast	Bewehrung wie 1 und 2
4		28.02.89	29.05.89 19.06.89	dyn. Beanspr. Bruchlast	
Versuche zur Feuerwiderstandsdauer					
B 1		22.06.88	20.12.88	Normbrand	Querschnittsabmess. u. Bewehrg. wie 1
B 2		22.06.88	15.12.88	Normbrand	Querschnittsabmess. u. Bewehrg. wie 4
B 3		09.02.89	30.6.89	Normbrand	Balken wie B 2 mit gr. Randabständen d. Betonstahlzulag.
B 4		01.02.89	5.7.89	Normbrand	Balken wie B 1 mit gr. Randabständen d. Betonstahlzulag.

**Tabelle 1:**

**Gesamtübersicht des Versuchsprogramms.**

schließlich wurden auch diese Balken in Stufen bis zur Bruchlast beansprucht. Bei den im Brandversuch geprüften Balken wurde eine konstante Last in Größe der rechnerischen Gebrauchslast aufgebracht.

### 3.2. Materialwerte

Angestrebt wurde als Beton ein B 35. Die Betonzusammensetzung wurde so gewählt, daß die Festigkeitsentwicklung nach 28 Tagen weitgehend abgeschlossen war. Dadurch war sichergestellt, daß die bei den Versuchsdurchführungen unterschiedlich alten Versuchsbalken annähernd gleiche Betondruckfestigkeiten aufwiesen.

Als Formstahl wurden Profile der Güte St 37 verwendet, der Betonstahl war ein BSt 500 S, die Betonstahlmatten bestanden aus BSt 500 M.

Die Sieblinien der Zuschläge des Betons und den zeitlichen Verlauf der Festigkeitsentwicklung des Betons zeigen die Bilder A 1 bis A 7. Die Betonzusammensetzung ist in Tabelle A 1 angegeben. Alle an den verwendeten Materialien gemessenen mechanischen und geometrischen Kennwerte sind in den Tabellen A 2 bis A 7 zusammengestellt.



#### **4. Versuche zum Tragverhalten bei Raumtemperatur mit Versuchsbalken 1 bis 4**

##### **4.1. Versuchsdurchführung und Meßprogramm**

Der Versuchsaufbau ist auf Bild 4 dargestellt, das Bild 5 zeigt den Versuchsbalken 3 während der Versuchsdurchführung. Die Last wurde durch zwei hydraulische Pressen aufgebracht, deren Kraft jeweils durch eine Stahltraverse auf zwei Lasteinleitungspunkte zu gleichen Teilen verteilt wurde. Die Versuche wurden kraftgesteuert durchgeführt, so daß als Eigengewicht der Belastungseinrichtung nur noch das Gewicht der Traversen von jeweils 1,7 kN bei der Festlegung der Kraftsteuerung berücksichtigt werden mußte. Nach jeder Laststeigerung wurde die dann erreichte Prüflast mindestens 5 Minuten aufrechterhalten, bevor eine weitere Laststeigerung erfolgte.

Mit der in Bild 4 dargestellten Laststellung wurden alle Balken in einzelnen Laststufen bis zum Bruch belastet. Die Balken 2 und 4 wurden jedoch zuvor mit der rechnerischen Gebrauchslast als Oberlast und rd. 30 % dieser Last als Unterlast einer Schwellbeanspruchung mit 2 Millionen Lastwechseln unterzogen. Die Schwingfrequenz bei der Schwellbeanspruchung betrug maximal 1 Hz.

Zur Feststellung des Spannungszustandes der Balken wurden während der Belastungsversuche Dehnungsmessungen durchgeführt. Die Messungen erfolgten durch Dehnmeßstreifen (DMS), Setzdehnungsmesser (SDM) und induktive Weggeber. Gemessen wurden die Dehnungen der Biegezugbewehrung (Betonstahl und Formstahl), der Schubbewehrung (Bügel bzw. Mattenstreifen) und des Betons, sowohl in Feldmitte (in der Biegedruckzone) als auch im Bereich der zu den Auflagern gerichteten schrägen Druckstreben. Zusätzlich wurde die Durchbiegung mit Hilfe induktiver Weggeber und an ausgewählten Stellen die Rißbreite mit Hilfe einer Meßlupe festgestellt. Nachdem bei den ersten Versuchen festgestellt wurde, daß bereits bei niedrigen Laststufen Relativverschiebungen zwischen Formstahl und Beton eintraten, wurden zusätzlich bei den Balken 2 bis 4 mit Hilfe induktiver Weggeber die Relativverschiebungen zwischen Formstahl und Beton in der horizontalen Verbundfuge gemessen.

## Versuchsaufbau

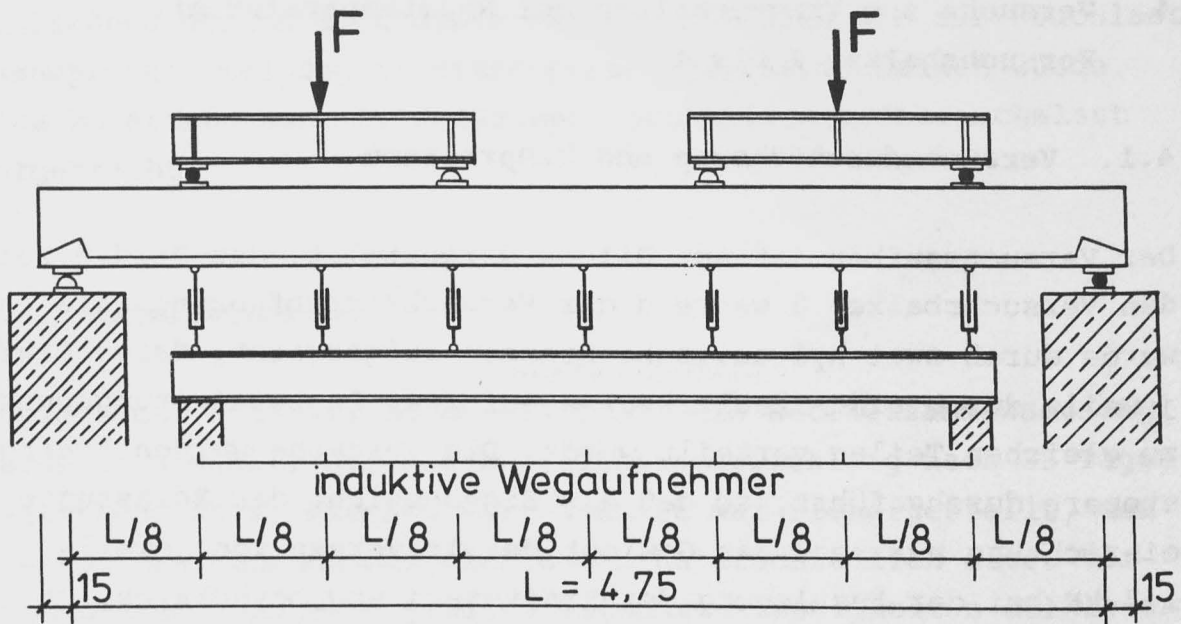


Bild 4:

Versuchsaufbau und Laststellungen.

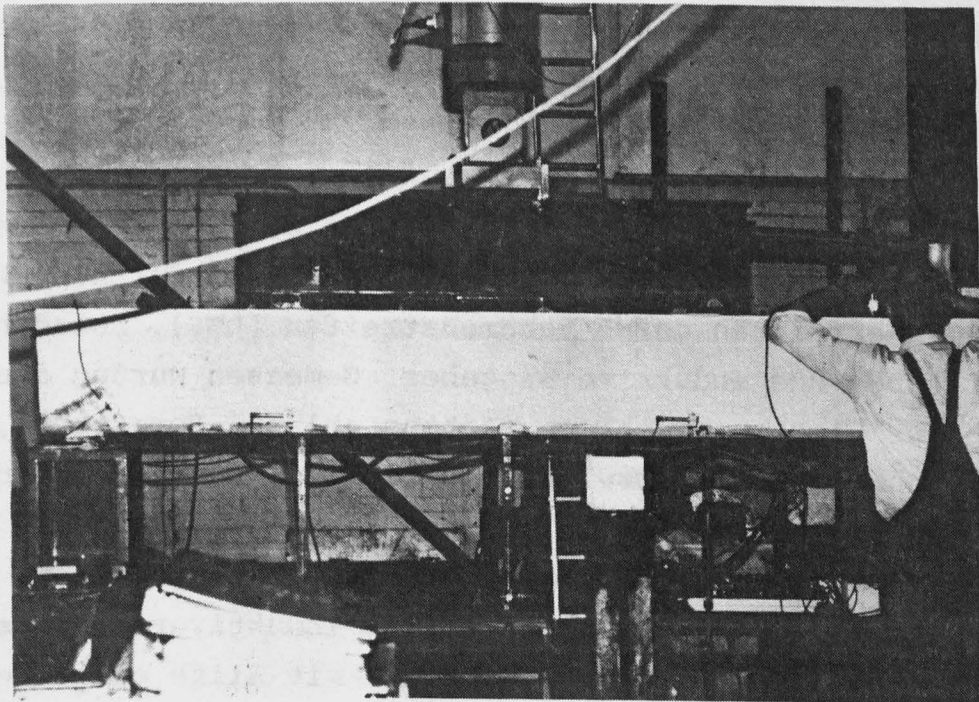


Bild 5:

Abbildung einer Hälfte des Versuchsaufbaues am Beispiel von Balken 3 mit Traverse und kraftgesteuerter hydraulischer Presse.

Die Bilder 6 bis 9 zeigen Lage und Anordnung der Meßstellen der bei Raumtemperatur geprüften Versuchsbalken. Zusätzlich wurden noch weitere Meßstellen zur Temperaturkompensation der DMS angeordnet. Deren Lage wurde in den Meßstellenplänen nicht dargestellt.

#### **4.2. Ausbildung der Versuchsbalken**

Balken 1 und 2:

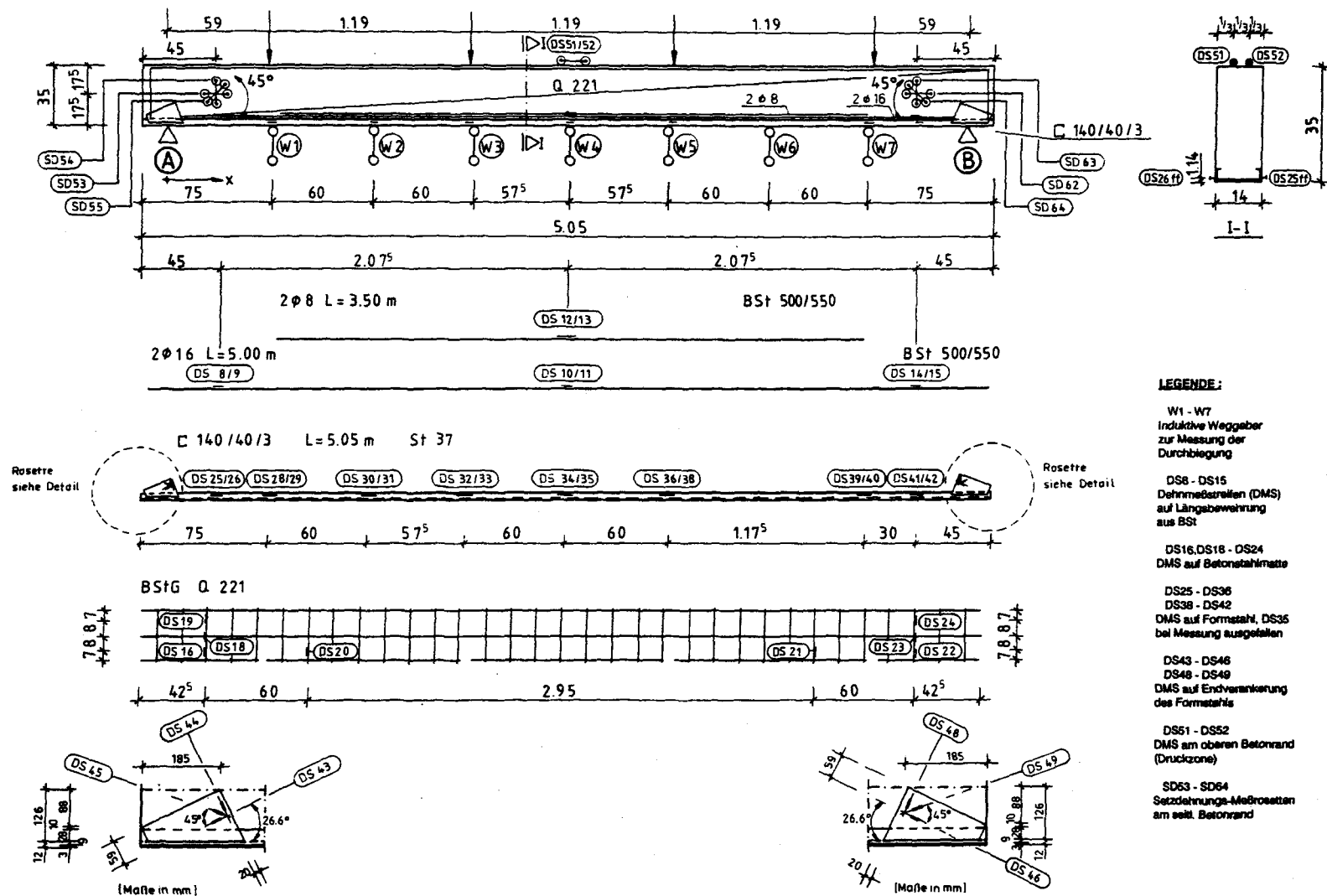
Die Versuchsbalken 1 und 2 wurden mit Rechteckquerschnitt,  $b/d = 14/35$  cm ausgeführt. Als Biegebewehrung wurden ein Kaltprofil C 140/40/3 (St 37) sowie Betonstahlzulagen 2  $\varnothing 16$  und 2  $\varnothing 8$  (BSt 500 S) gemäß Bild 10 angeordnet. Die Endverankerung der Formstahlbewehrung bestand aus abgekantetem Blech, an das Stahlprofil geschweißt (Bild 15). Als Schubbewehrung wurde lediglich ein Mattenstreifen Q 221 in Querschnittsmitte angeordnet. Dieser Mattenstreifen wurde aus dem mittleren Bereich der Betonstahlmatte (mit Stabdurchmessern  $\varnothing 6,5$  mm) geschnitten. Um ein Mitwirken des unteren Längsstabes als Biegezugbewehrung weitgehend auszuschließen, wurde dieser Stab unterhalb der Lasteinleitungspunkte durchtrennt (siehe Bild 10).

Balken 3:

Dieser Versuchsbalken wurde weitgehend wie die Balken 1 und Balken 2 ausgeführt, jedoch mit 22 cm (statt 14 cm) breiter Druckzone bei trapezförmigem Querschnitt (Bild 117).

Balken 4:

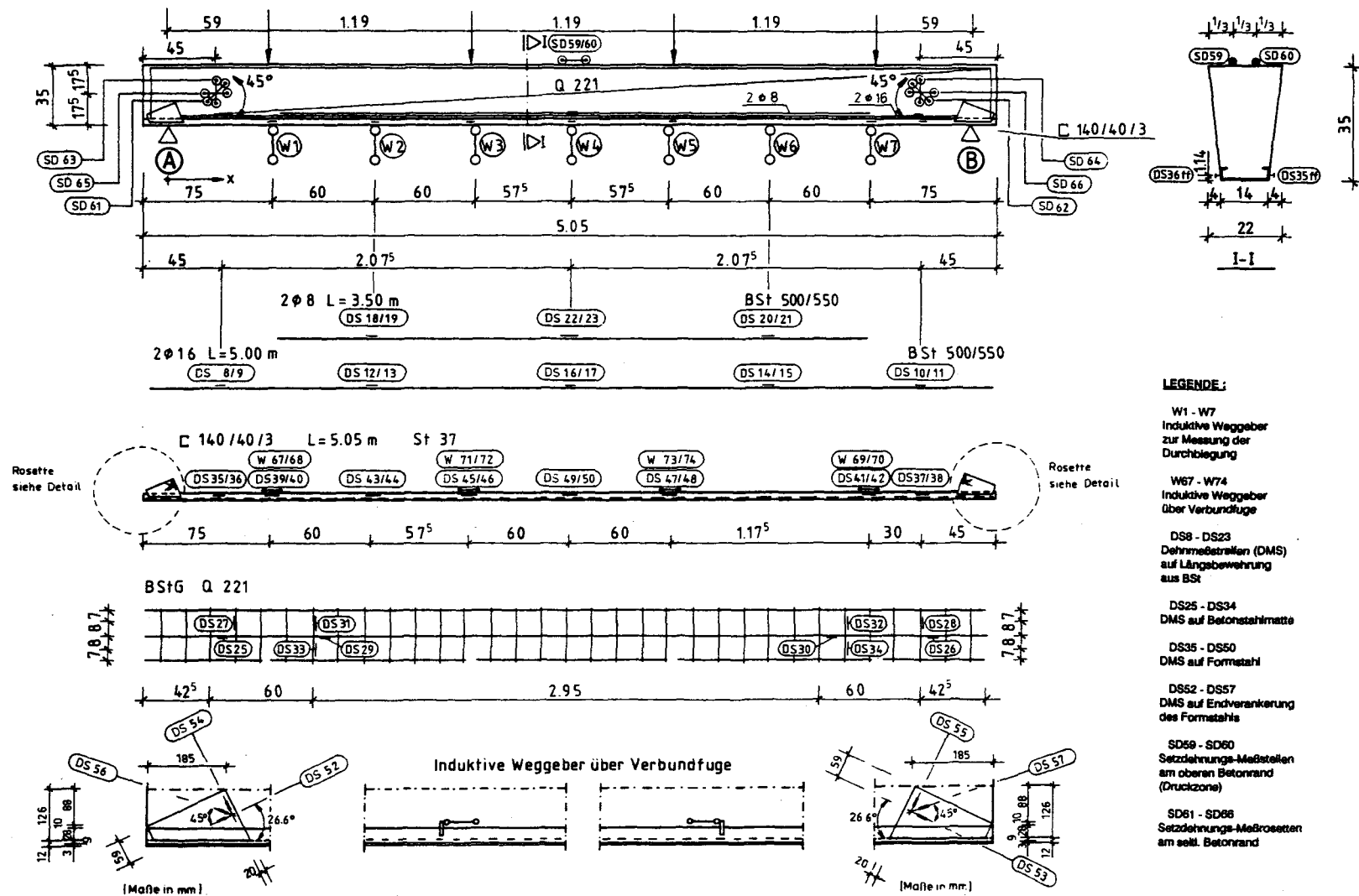
Dieser Versuchsbalken wurde mit Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt ( $b/b_0/d/d_0 = 54/14/48/35$  cm), siehe Bild 12. Die Biegezugbewehrung bestand aus einem Walzprofil U 140 (St 37) sowie 2  $\varnothing 25$  und 1  $\varnothing 16$  als Betonstahlzulagen (BSt 500 S). Die Endverankerung des Walzprofils (Bild 16 u. 17) wurde wie bei früheren Versuchen aus 10 mm dicken Blechen geschweißt. Als Schubbewehrung wurden im Steg zweischnittige Bügel  $\varnothing 8$  mit 12 cm Ab-



**Bild 6:**

Meßstellenplan für Balken 1.

### Meßstellenplan für Balken 2.

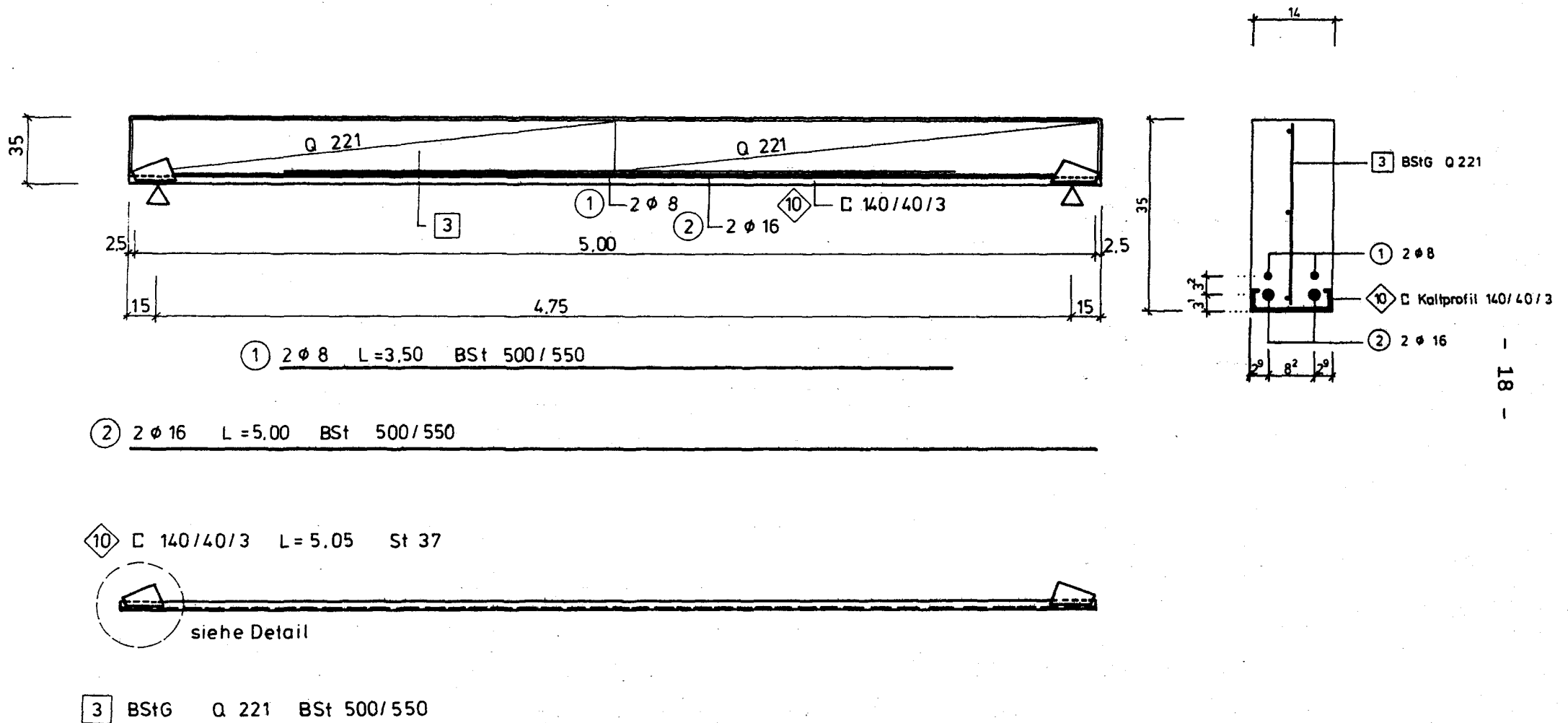


**Bild 8:**

Meßstellenplan für Balken 3.



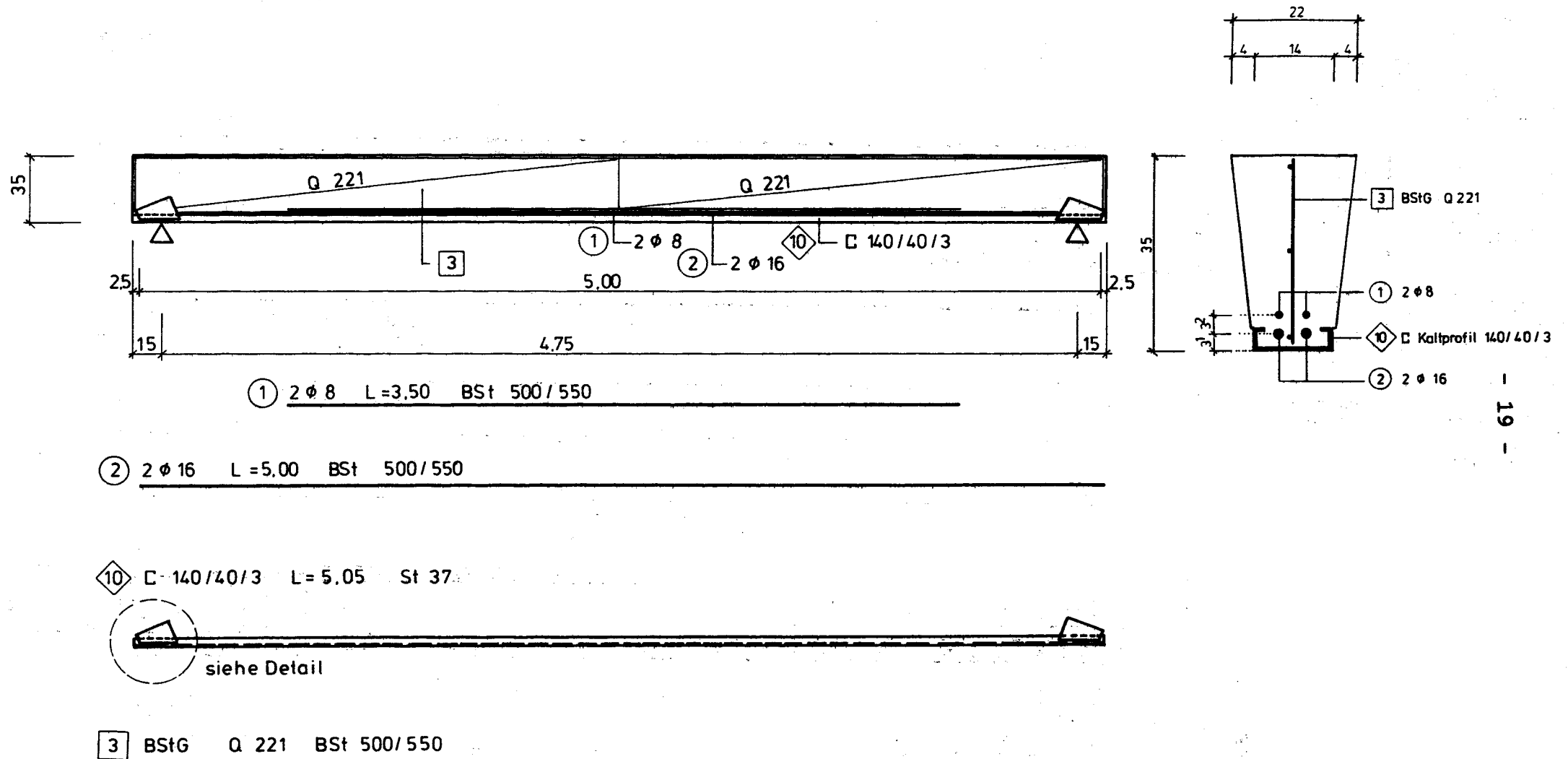
### Meßstellenplan für Balken 4.



**Bild 10:**

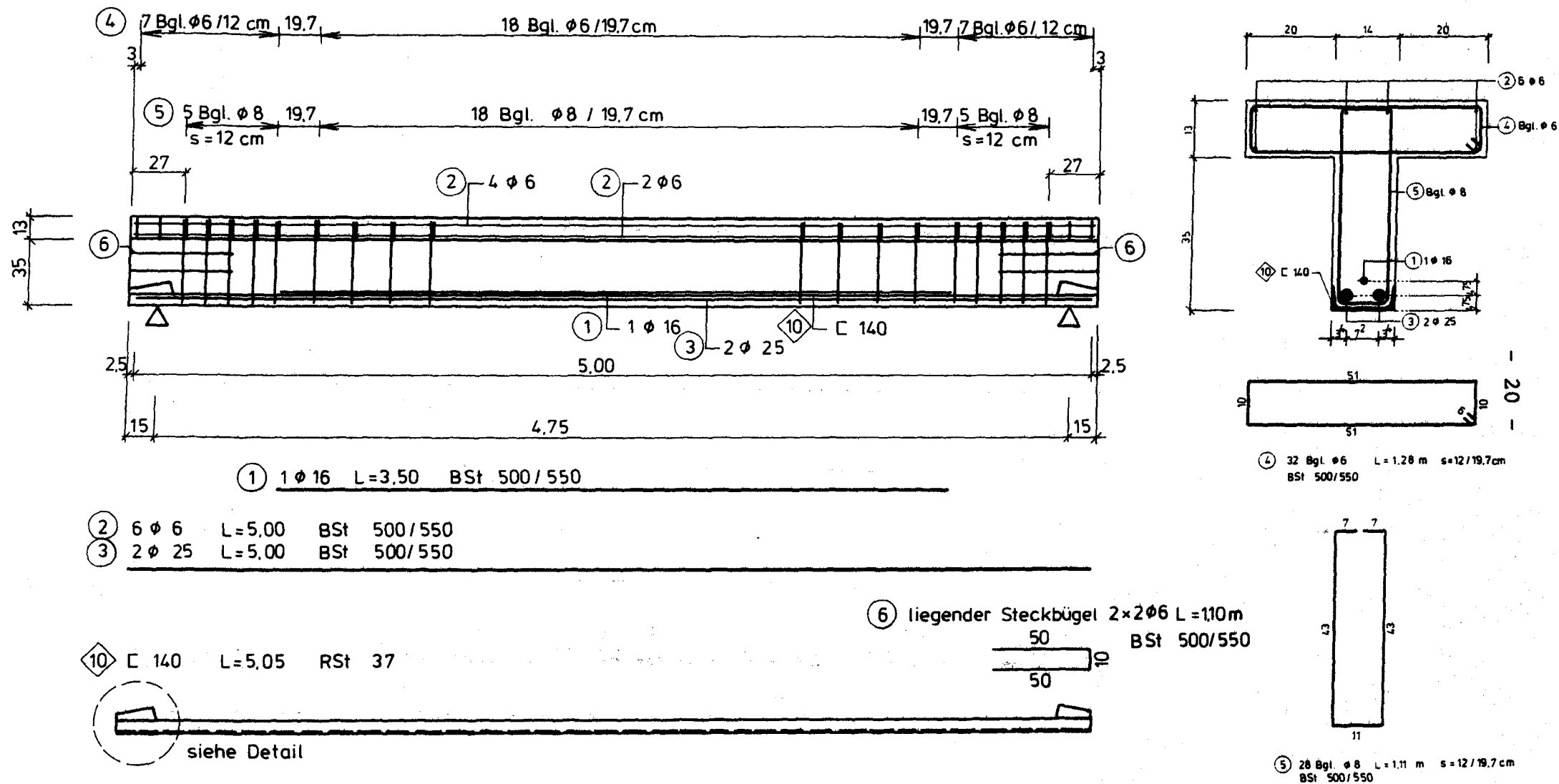
Schal- und Bewehrungsplan für Balken 1, 2 und B 1.





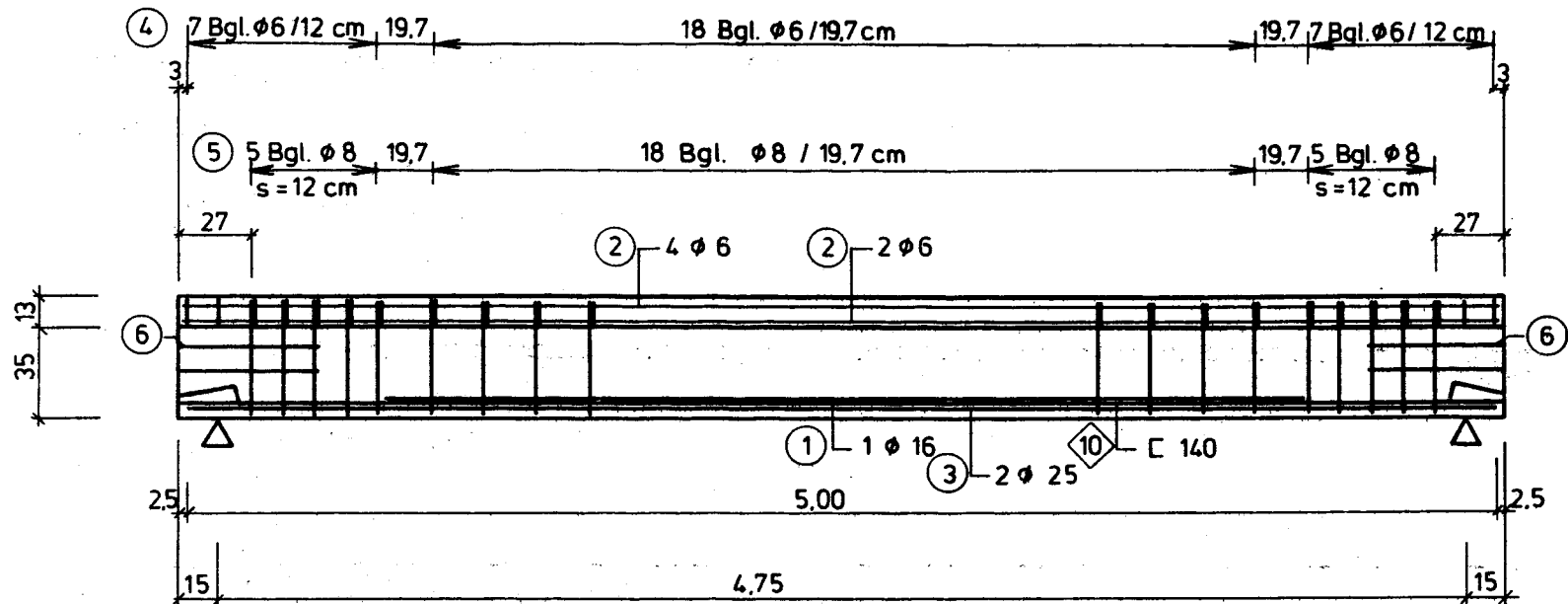
**Bild 11:**

Schal- und Bewehrungsplan für Balken 3.



**Bild 12:**

Schal- und Bewehrungsplan für Balken 4 und B 2.



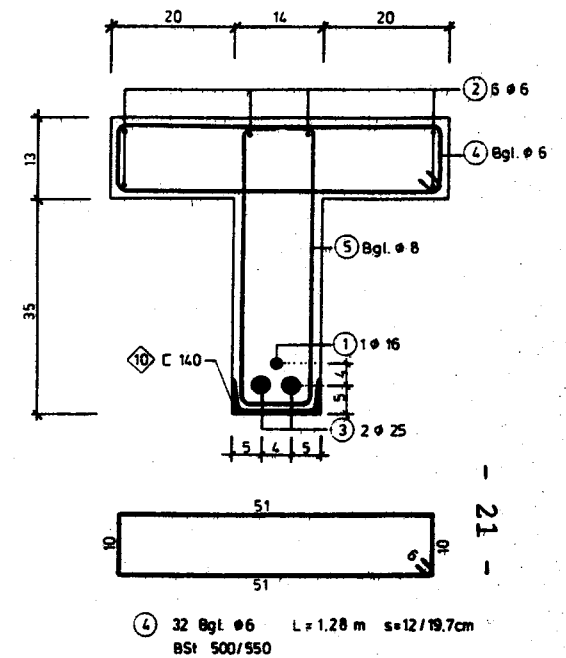
① 1  $\phi 16$  L=3.50 BSt 500/550

② 6  $\phi 6$  L=5.00 BSt 500/550  
③ 2  $\phi 25$  L=5.00 BSt 500/550

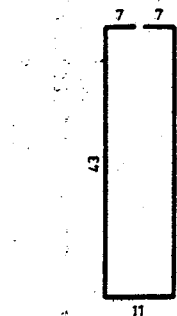
⑩ C 140 L=5.05 RSt 37

⑥ liegender Steckbügel 2x2  $\phi 6$  L=110 cm BSt 500/550

siehe Detail



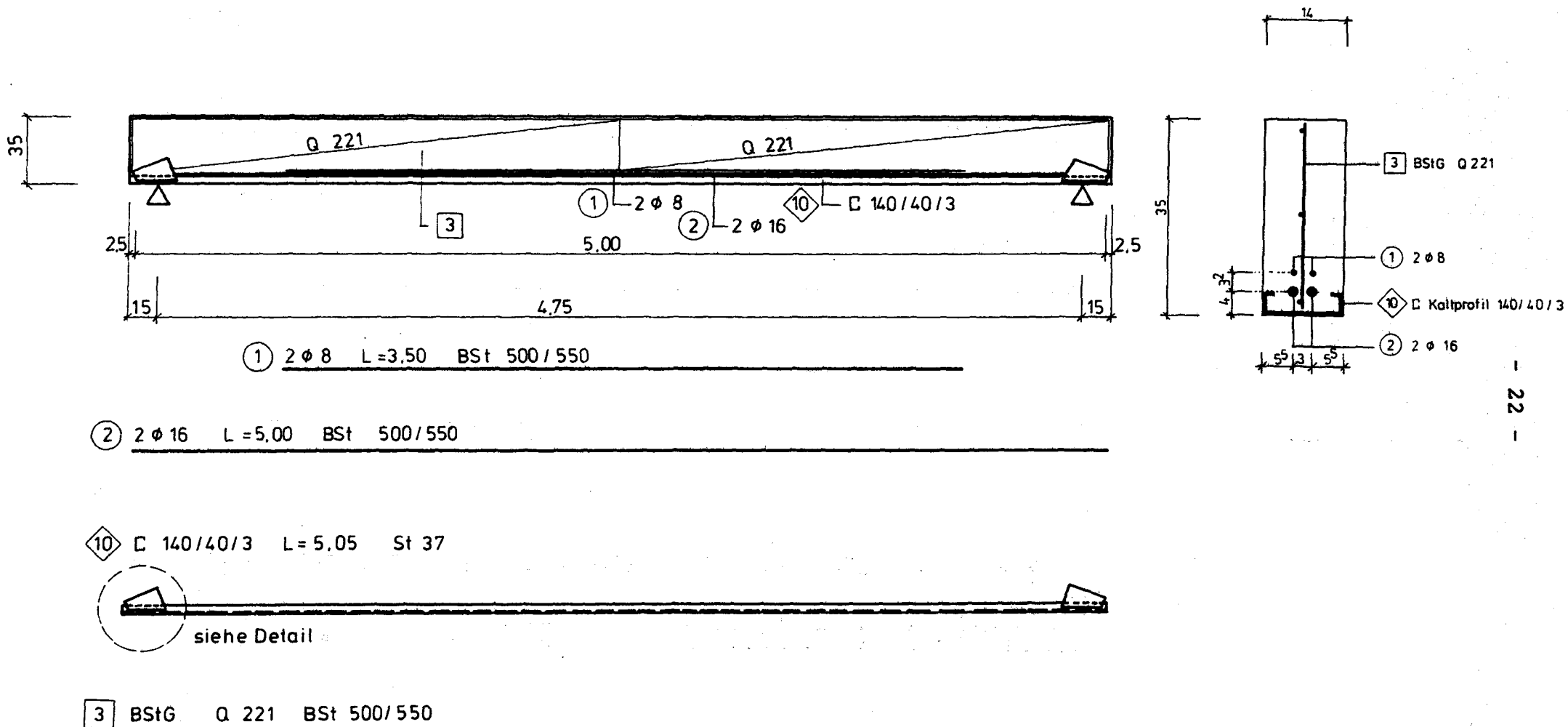
④ 32 Bgl.  $\phi 6$  L=1.28 m s=12/19.7 cm BSt 500/550



⑤ 28 Bgl.  $\phi 8$  L=1.11 m s=12/19.7 cm BSt 500/550

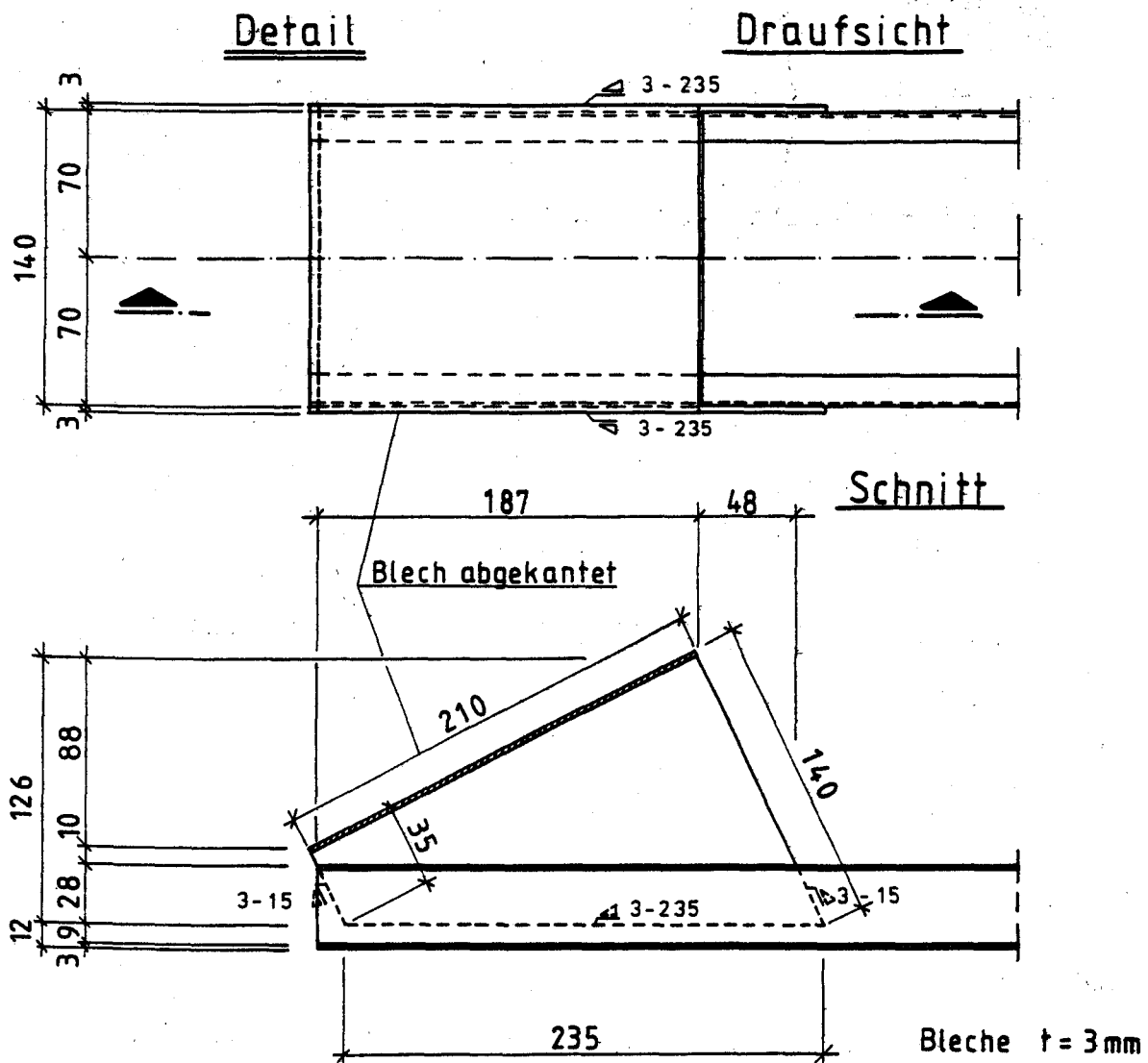
**Bild 13:**

Schal- und Bewehrungsplan für Balken B 3.



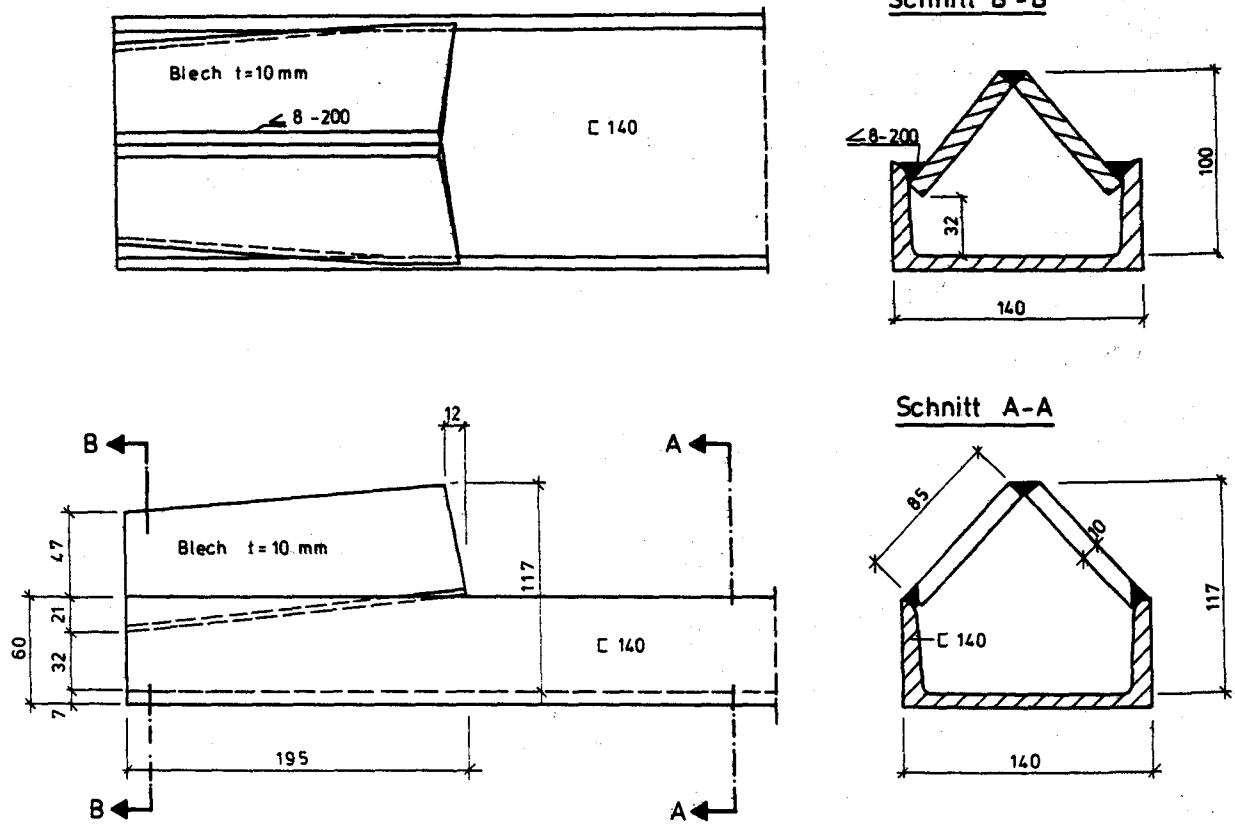
**Bild 14:**

**Schal- und Bewehrungsplan für Balken B 4.**



**Bild 15:**

Konstruktive Ausbildung der Endverankerung des Formstahls bei Balken 1, 2, 3, B 1 und B 4 (vgl. Bild 2).



**Bild 16:**

Konstruktive Ausbildung der Endverankerung des Formstahls bei Balken 4, B 2 und B 3 (vgl. Bild 11).

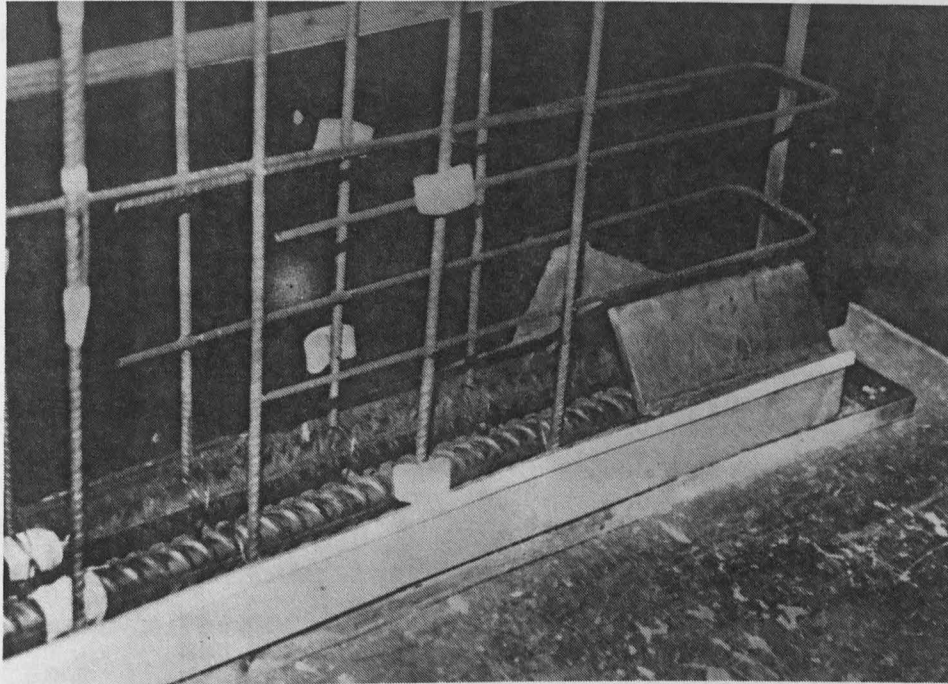


Bild 17:

Abbildung einer nach Bild 10 ausgeführten  
Endverankerung des Formstahls.

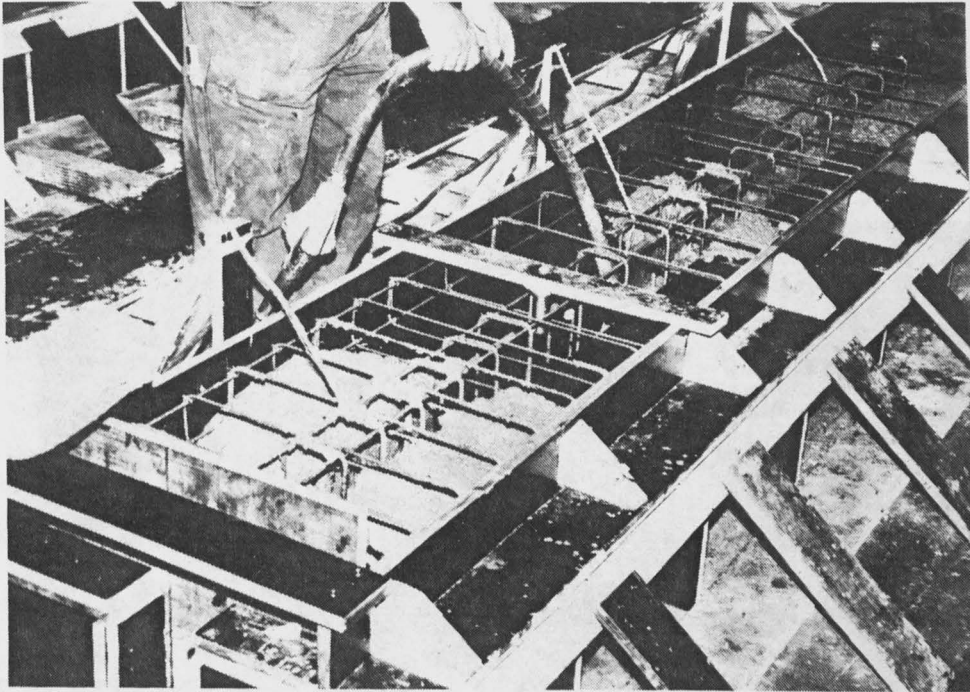


Bild 18:

Abbildung des Balkens B 2 beim Betonieren.

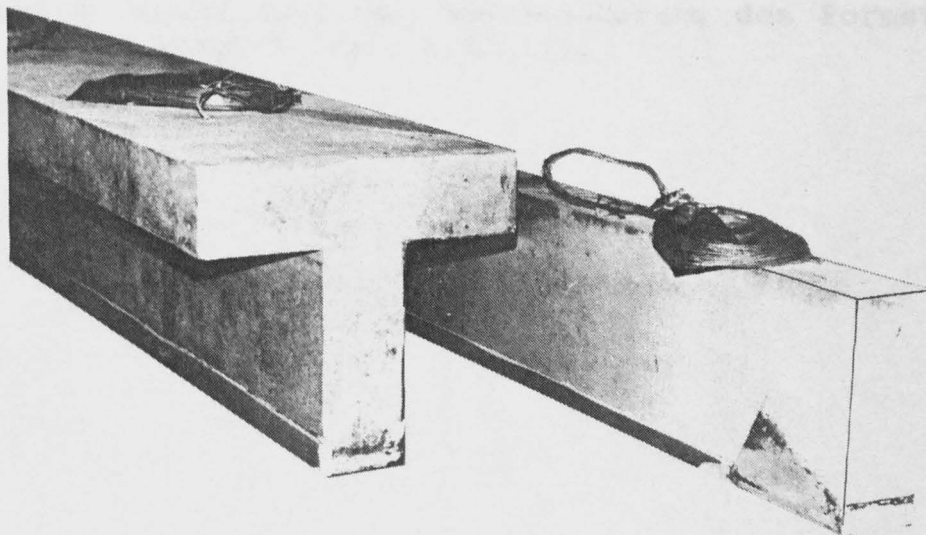


Bild 19:

Abbildung der fertiggestellten und ausgeschalteten Balken B 1 und B 4.



stand im Auflagerbereich und 19,7 cm Abstand in Feldmitte angeordnet. Die Platte war mit Bügel  $\varnothing$  6 mm bei gleichen Abständen wie im Steg sowie 6  $\varnothing$  6 als Montagestäbe in Längsrichtung bewehrt.

#### **4.3. Festlegung der Versuchslast**

Die Balken wurden so ausgebildet, daß die Biegetragfähigkeit die Bruchlast bestimmte. Die wahrscheinliche Bruchlast der Balken wurde vor Versuchsbeginn rechnerisch ermittelt, die Ergebnisse sind in den Tabellen A 81 bis A 82 angegeben. Die Versuchslast wurde in Stufen so aufgebracht, daß bis zur rechnerischen Bruchlast mindestens 10 Laststufen erreicht wurden. Die Festlegung der Versuchslast für die Schwellbeanspruchung erfolgte ebenfalls auf Grund rechnerischer Werte. Als Oberlast wurde 60 % der rechnerischen Bruchlast aufgebracht. Um bei diesen durch Schwellbeanspruchung geprüften Balken einen Spannungswechsel infolge Rückfederns zu vermeiden, wurde die Unterlast zu ca. 30 % der rechnerischen Gebrauchslast festgelegt.

#### 4.4. Versuchsergebnisse

##### 4.4.1. Balken 1

Unter rechnerischer Gebrauchslast (Laststufe mit  $F = 50 \text{ kN}$ ) ergaben die Messungen in Feldmitte  $1,05 \text{ ‰}$  Betonstauchung,  $1,10 \text{ ‰}$  Betonstahldehnung,  $0,96 \text{ ‰}$  Formstahldehnung, eine max. Rißbreite von  $0,07 \text{ mm}$  (an einem Biegeri gemessen) und eine Mittendurchbiegung von  $15,6 \text{ mm}$ . Auf die Spannweite bezogen entspricht der Wert der Durchbiegung  $1/306$ . An der Betonstahlmatte ( $30 \text{ cm}$  vor den Auflagern) wurde bei dieser Laststufe eine maximale Dehnung von  $0,02 \text{ ‰}$  gemessen.

Balken 1 erreichte infolge Versuchslast und Eigengewicht Bruchlasten von  $F_u = 100 \text{ kN}$ , dies entspricht einem Bruchmoment von  $122,2 \text{ kNm}$ . Unter Bruchbelastung versagte der Balken unerwartet schnell, so daß unter dieser Last keine Meßergebnisse mehr gewonnen werden konnten. Die letzte Messung vor dem Bruch erfolgte bei  $F = 90 \text{ kN}$  und ergab in Feldmitte  $2,40 \text{ ‰}$  Betonstauchung,  $2,30 \text{ ‰}$  Betonstahldehnung,  $3,26 \text{ ‰}$  Formstahldehnung sowie eine max. Rißbreite von  $0,12 \text{ mm}$  (an einem Biegeri gemessen). Die Dehnungen der Betonstahlmatte erreichten vor den Auflagern maximal  $0,12 \text{ ‰}$ .

Die Meßergebnisse sind in den Tabellen 2, A 8 bis A 18 enthalten und auf den Bildern 20 bis 40 dargestellt. Betonversagen in der Biegedruckzone war die Bruchursache, wobei der Beton seitlich abplatzte. Der obere Längsstab der Q 221, der in der Bruchzone seitlich ausgeknickt war, hat vermutlich den Bruch eingeleitet (Bild 21).

Der Verlauf der Betonstahldehnungen über die Balkenlänge entspricht weitgehend den bei einem Stahlbetonbalken üblicher Ausbildung zu erwartenden Werten. Jedoch ist die Betonstahldehnung vor den Auflagern (im Schnitt  $x = 30 \text{ cm}$ ) mit Werten unter  $0,20 \text{ ‰}$  (teilweise wurde sogar eine geringe Stauchung festgestellt) etwas auffällig. Der Vergleich der Bilder 24 bis 26 mit dem Bild 28 zeigt, daß in Balkenmitte bei steigender Belastung die Werte der Formstahldehnung deutlich unter den Werten der

Betonstahldehnung bleiben, obwohl der Betonstahl höher im Querschnitt liegt. Dagegen weist in Auflagernähe der Formstahl deutliche größere Dehnung auf als der Betonstahl. Dies zeigt, daß sich der Verbund zwischen Formstahl und Beton bereits bei geringer Last gelöst hat, worauf sich als Tragsystem das Bogen-Zugband-System einstellte. Für die nächsten Versuche wurde deshalb auch eine Messung der Relativverschiebung (Schlupf) in der Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton vorgesehen.

Gemäß Bogen-Zugband-Modell sollte die Dehnung im Formstahl über die Balkenlänge konstant sein. Die gemessene Verteilung der Dehnung über die Balkenlänge zeigt jedoch, daß bis zum Bruch noch erhebliche Verbundwirkung vorhanden war.

Mit Hilfe von Dehnungsmessungen in drei Richtungen wurde an der Endverankerung des Formstahls die Hauptzugspannung sowie deren Neigung ermittelt und in den Bildern 31 und 33 aufgetragen. Die Hauptspannungsneigung änderte sich bei steigender Belastung kaum. An den Seitenflächen des Balkens wurde jeweils 30 cm vor den Auflagern auf halber Balkenhöhe aus Dehnungsmessungen die Hauptdruckspannung und deren Neigung ermittelt und in den Bildern 35 bis 37 aufgetragen. Während bei geringer Last diese Neigung der Hauptdruckspannung (Neigung der auf das Auflager gerichteten Druckstrebe)  $45^\circ$  betrug, verringerte sich diese Neigung bei Lasten oberhalb der Gebrauchslast bis auf ca.  $30^\circ$  unter Bruchlast. Tabelle 2 enthält die gemessenen Rißbreiten. Die Rißbilder (Bilder 38 und 39) zeigen, daß unter Gebrauchslast fast ausschließlich senkrechte Biegerisse mit gleichmäßigen Abständen von rd. 10 cm auftraten. Die kurz vor Erreichen der Bruchlast in Auflagernähe aufgetretenen geneigten Risse deuten den flach geneigten Druckbogen an.

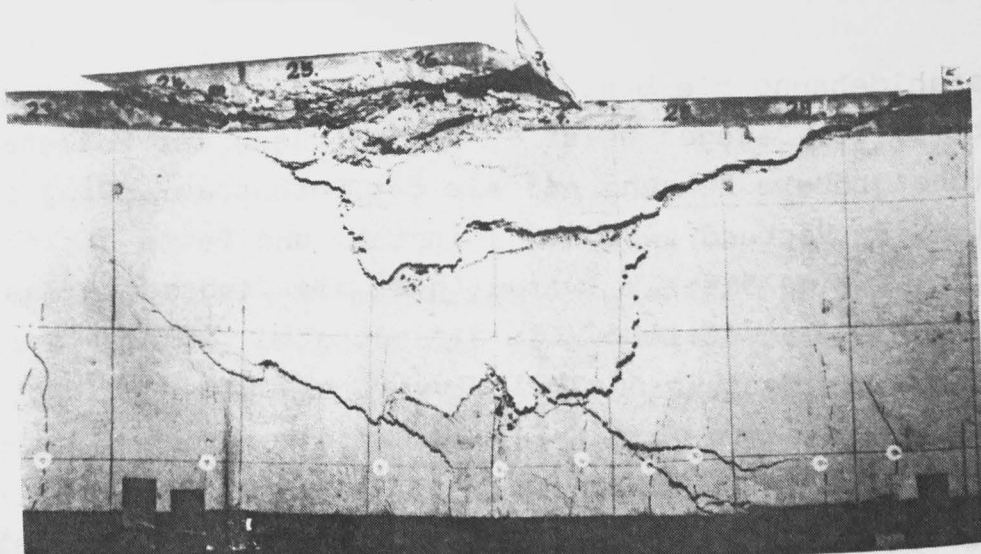


Bild 20:

Abbildung des Bruchbildes in der Biegedruckzone von Balken 1. Der Bruch erfolgte unerwartet früh durch größere seitliche Abplatzungen in der Biegedruckzone.

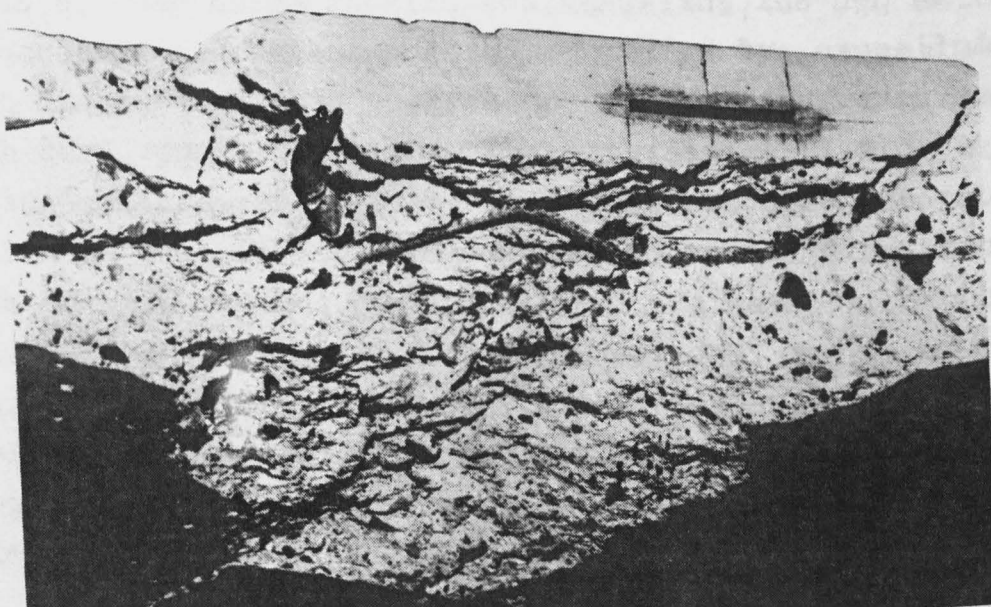
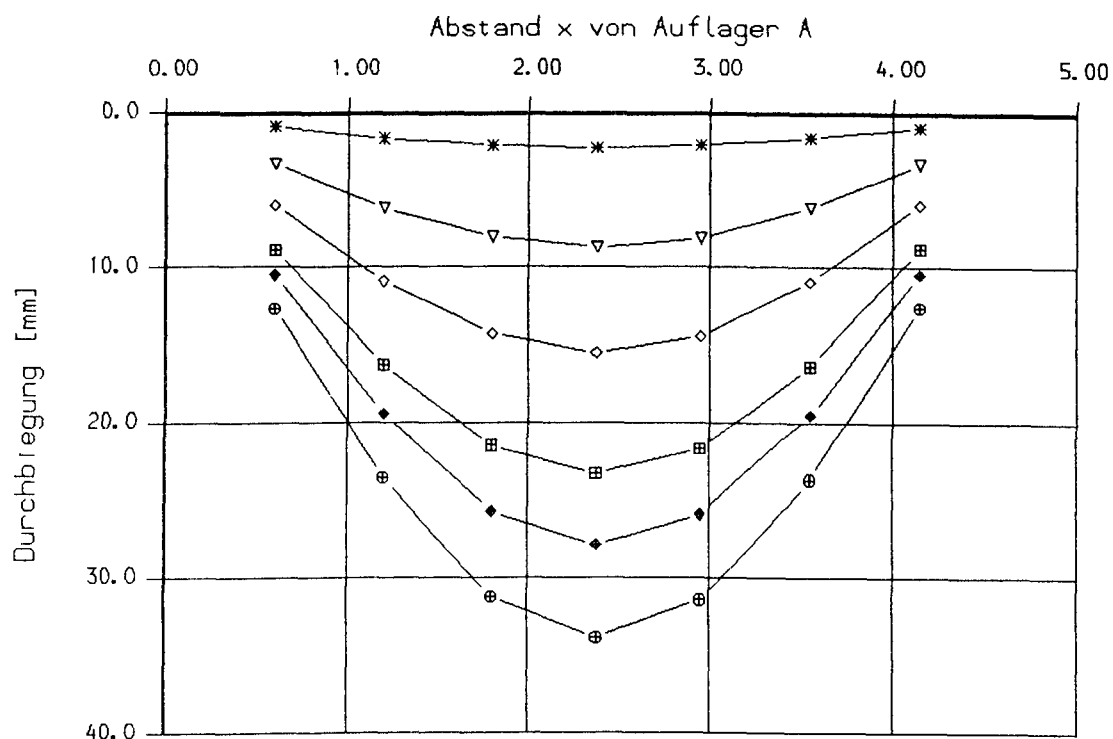


Bild 21:

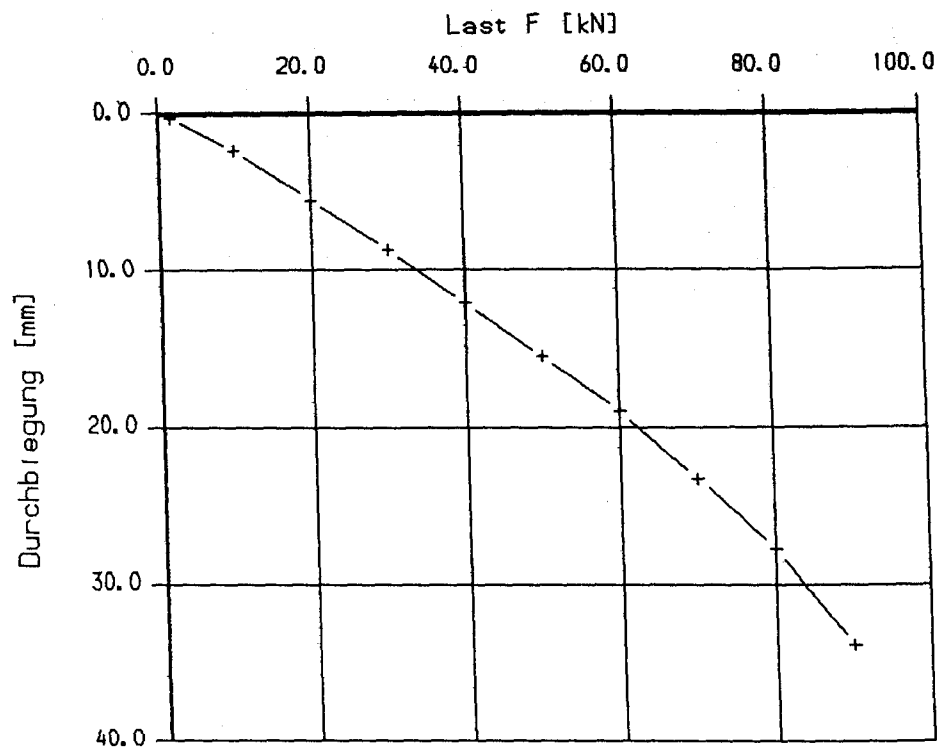
Aufnahme des Bruchbildes in der Biegedruckzone von Balken 1 im Detail von oben gesehen. Der seitlich ausgeknickte obere Längsstab des Betonstahlgewebes verursachte offensichtlich das seitliche Sprengen der Biegedruckzone. Diese Versagensart ist von üblichen Stahlbetonbalken mit Bügelbewehrung nicht bekannt. Mit Balken 3 wurde jedoch gezeigt, daß auch eine etwas breitere Biegedruckzone (durch Schrägstellung der Seitenschalungen) ein solches Versagen weitgehend ausschließt.



- \* Laststufe 3,  $F = 10,0 \text{ kN}$
- ▽ Laststufe 5,  $F = 30,0 \text{ kN}$
- ◇ Laststufe 7,  $F = 50,0 \text{ kN}$
- ⊞ Laststufe 9,  $F = 70,0 \text{ kN}$
- ◆ Laststufe 10,  $F = 80,0 \text{ kN}$
- ⊕ Laststufe 11,  $F = 90,0 \text{ kN}$

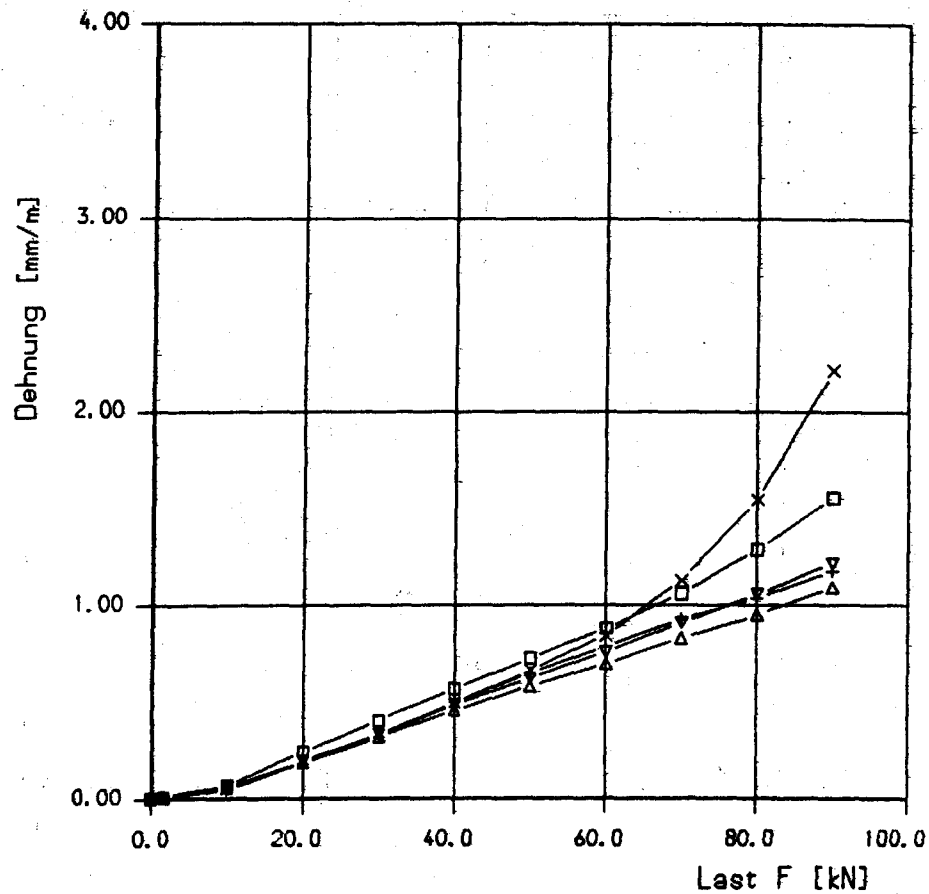
**Bild 22:**

Gemessene Durchbiegung von Balken 1, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



**Bild 23:**

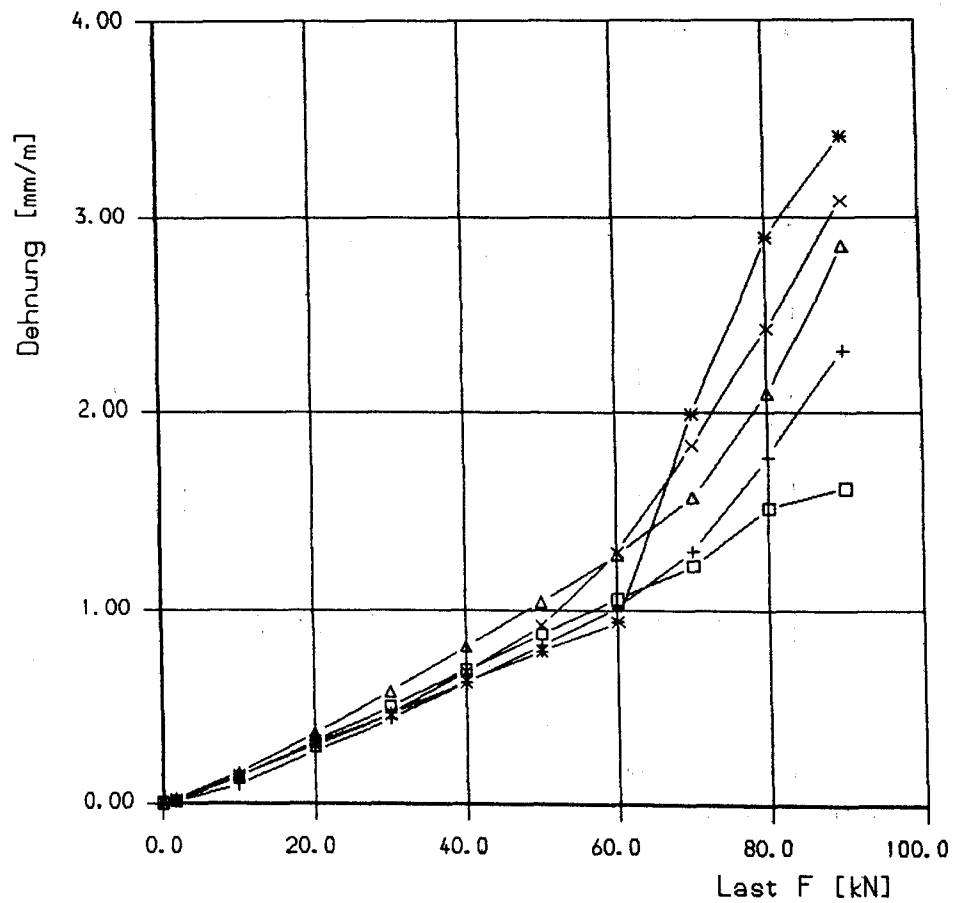
Gemessene Mittendurchbiegung von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- + Mess-Stelle DS25,  $x = 30$  cm
- x Mess-Stelle DS26,  $x = 30$  cm
- Δ Mess-Stelle DS28,  $x = 60$  cm
- ▽ Mess-Stelle DS29,  $x = 60$  cm
- Mess-Stelle DS30,  $x = 120$  cm

**Bild 24:**

Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

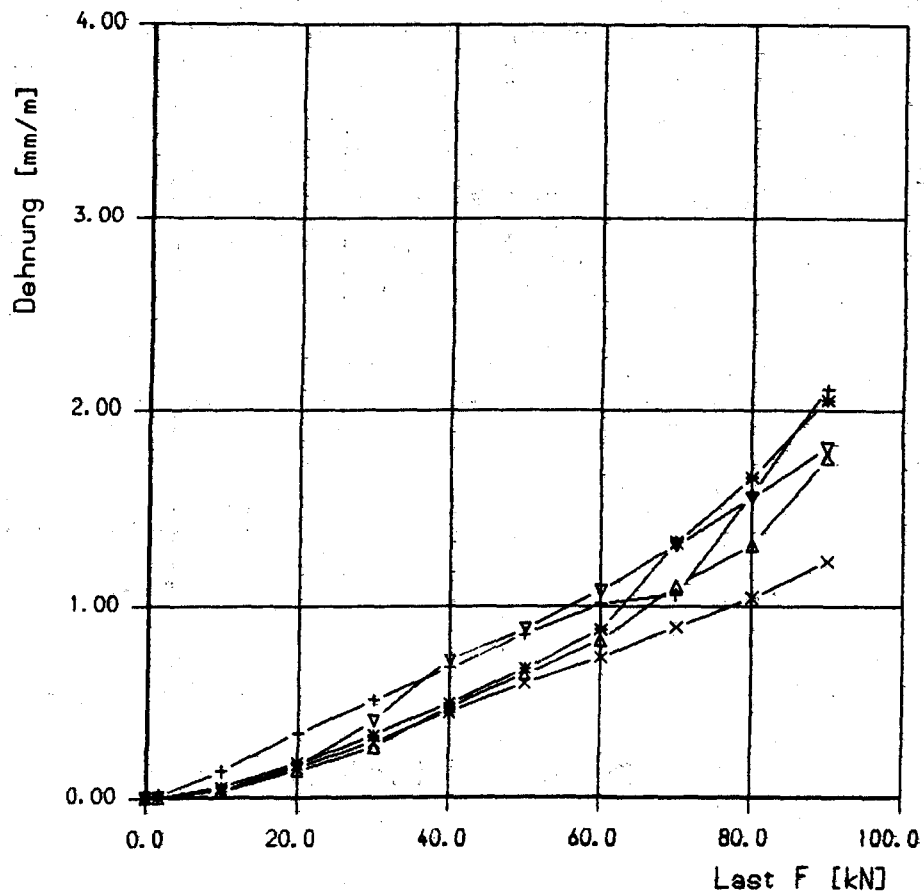


- + Mess-Stelle DS31,  $x = 120$  cm
- x Mess-Stelle DS32,  $x = 177,5$  cm
- \* Mess-Stelle DS33,  $x = 177,5$  cm
- Δ Mess-Stelle DS34,  $x = 237,5$  cm
- Mess-Stelle DS36,  $x = 297,5$  cm

**Bild 25:**

Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

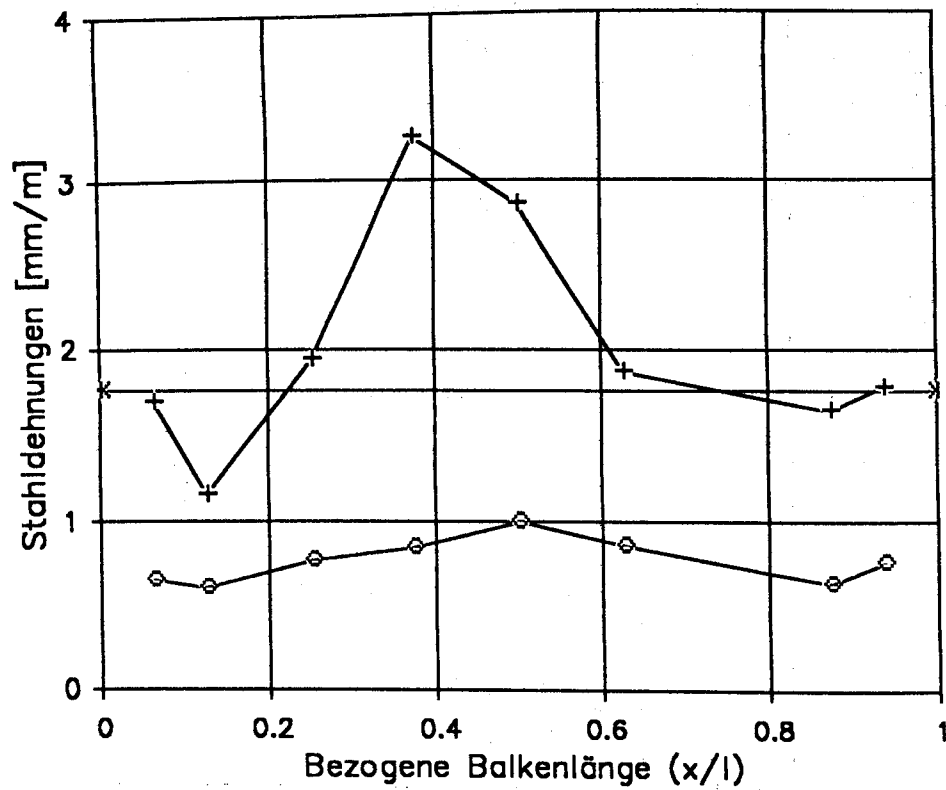




- + Mess-Stelle DS38, x = 297,5 cm
- x Mess-Stelle DS39, x = 415 cm
- \* Mess-Stelle DS40, x = 415 cm
- Δ Mess-Stelle DS41, x = 445 cm
- ▽ Mess-Stelle DS42, x = 445 cm

**Bild 26:**

Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



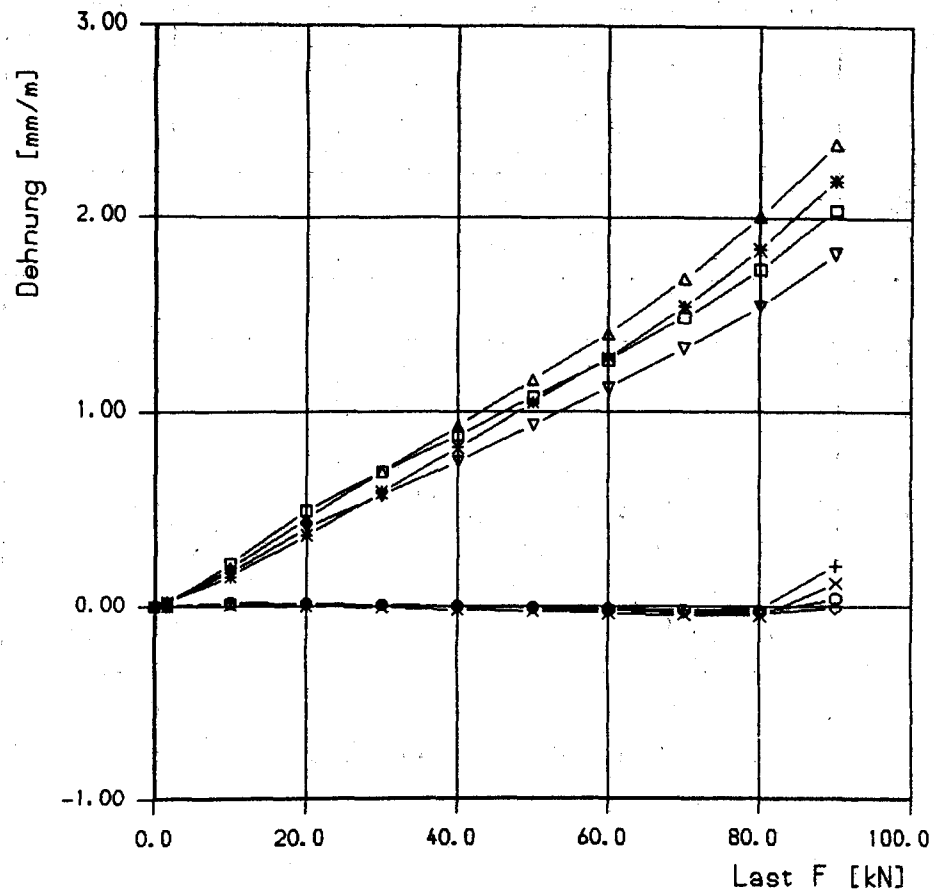
○ F = 50 kN

+ F = 90 kN

\* Streckgrenze

**Bild 27:**

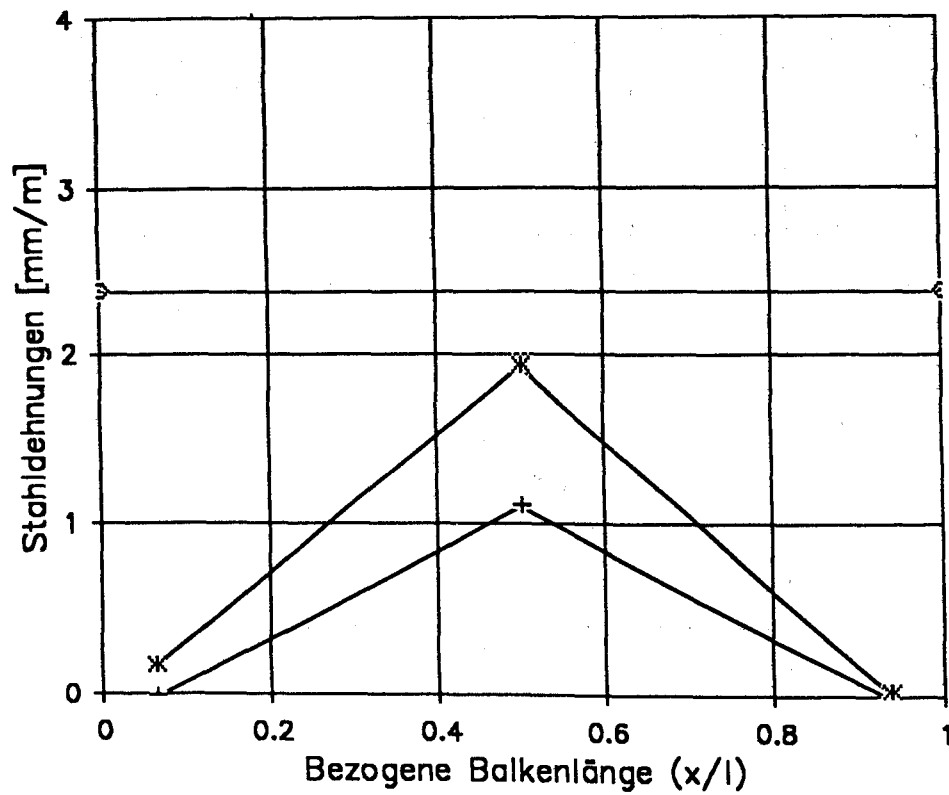
Gemessene Dehnung des Formstahls von Balken 1, aufgetragen über der Balkenlänge. (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4)



- + Mess-Stelle DS8, x = 30 cm
- x Mess-Stelle DS9, x = 30 cm
- \* Mess-Stelle DS10, x = 237,5 cm
- Δ Mess-Stelle DS11, x = 237,5 cm
- ▽ Mess-Stelle DS12, x = 237,5 cm
- Mess-Stelle DS13, x = 237,5 cm
- ◇ Mess-Stelle DS14, x = 445 cm
- Mess-Stelle DS15, x = 445 cm

**Bild 28:**

Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



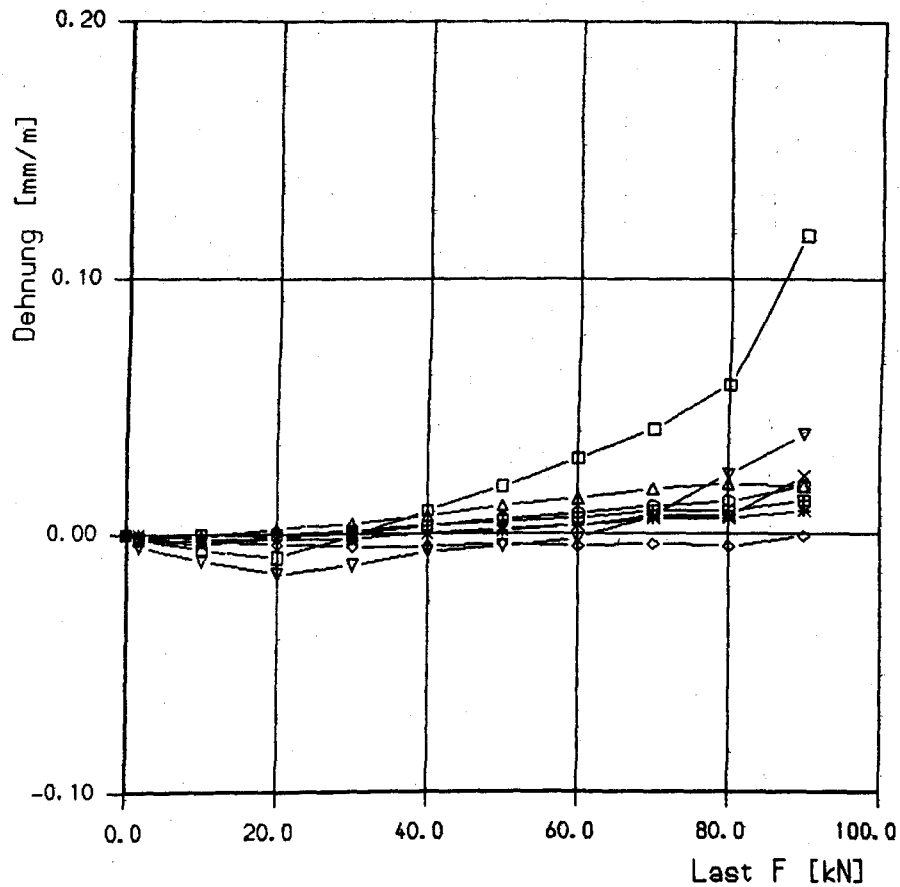
$\diamond F = 50 \text{ kN}$

$+ F = 90 \text{ kN}$

$* \text{ Streckgrenze}$

Bild 29:

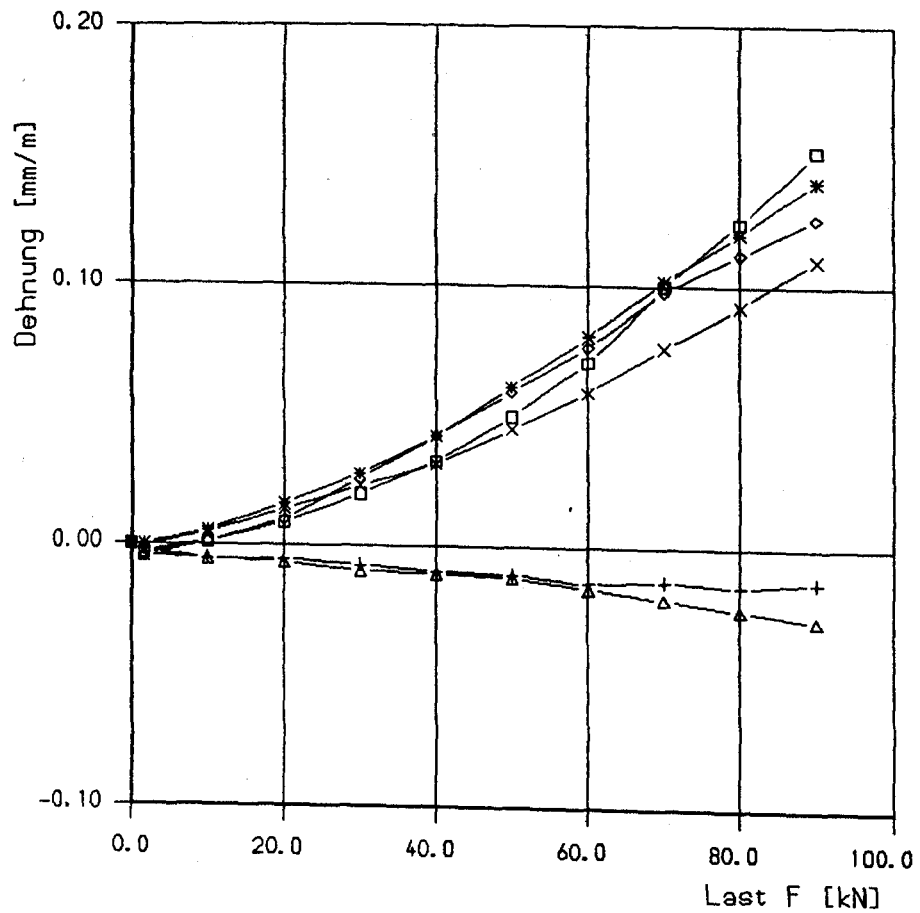
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung von Balken 1, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- x Mess-Stelle DS16, x = 30 cm, unten am Vertikalstab
- \* Mess-Stelle DS18, x = 30 cm, mittig
- Δ Mess-Stelle DS19, x = 30 cm, oben
- ▽ Mess-Stelle DS20, x = 90 cm, unten
- Mess-Stelle DS21, x = 385 cm, unten
- ◇ Mess-Stelle DS22, x = 445 cm, unten
- Mess-Stelle DS23, x = 445 cm, mittig
- Mess-Stelle DS24, x = 445 cm, oben

**Bild 30:**

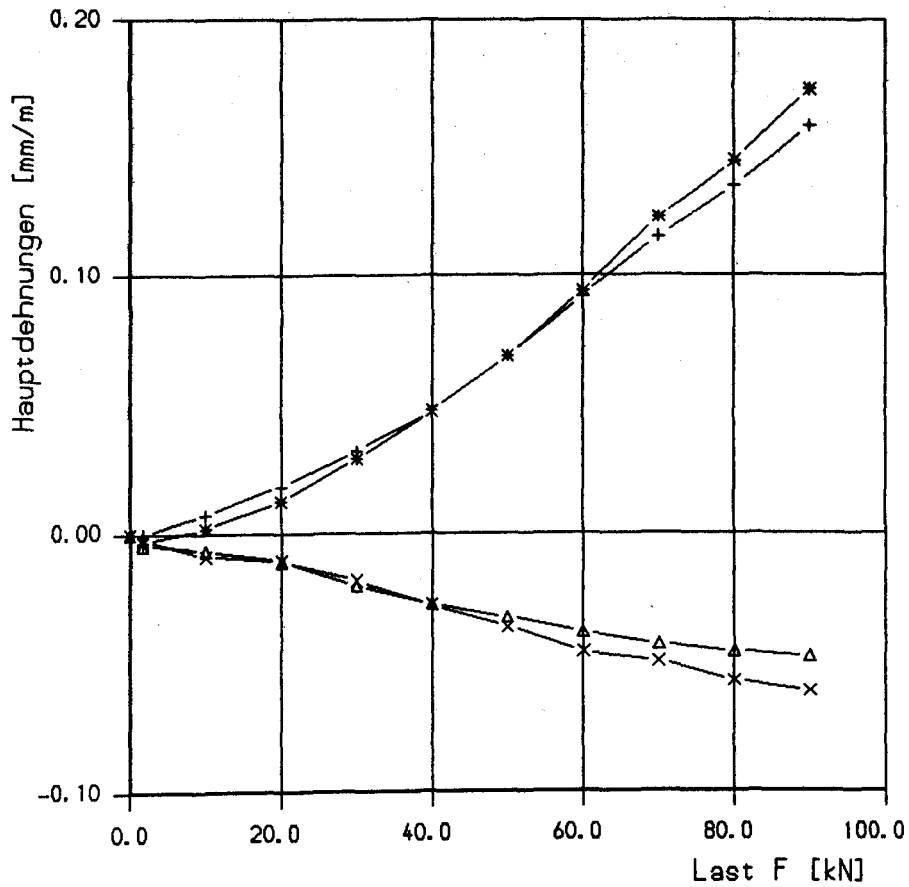
Gemessene Dehnung an den Stäben der Betonstahlmatte von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- + Mess-Stelle DS43, Auflager A,  $\alpha = 26,6$
- x Mess-Stelle DS44, " A, " = 116,6
- \* Mess-Stelle DS45, " A, " = 161,6
- Δ Mess-Stelle DS46, Auflager B, " = 153,4
- Mess-Stelle DS48, " B, " = 63,4
- ◇ Mess-Stelle DS49, " B, " = 18,4

**Bild 31:**

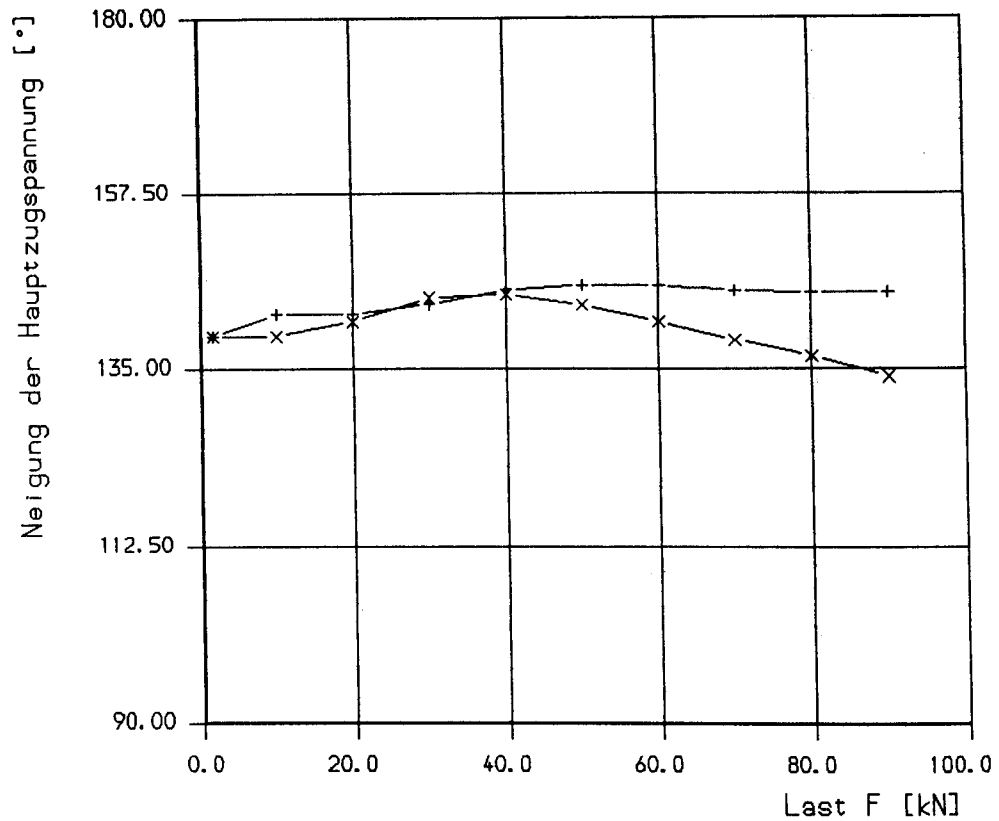
Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung im Stahl der Endverankerung des Formstahls von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und an Auflager A entgegengesetzt.



+ Eps1, Auflager A  
 x Eps2,           A  
 \* Eps1, Auflager B  
 Δ Eps2,           B

**Bild 32:**

Hauptdehnungen im Stahl der Endverankerung berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 43 bis DS 46 und DS 48 bis DS 49 von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

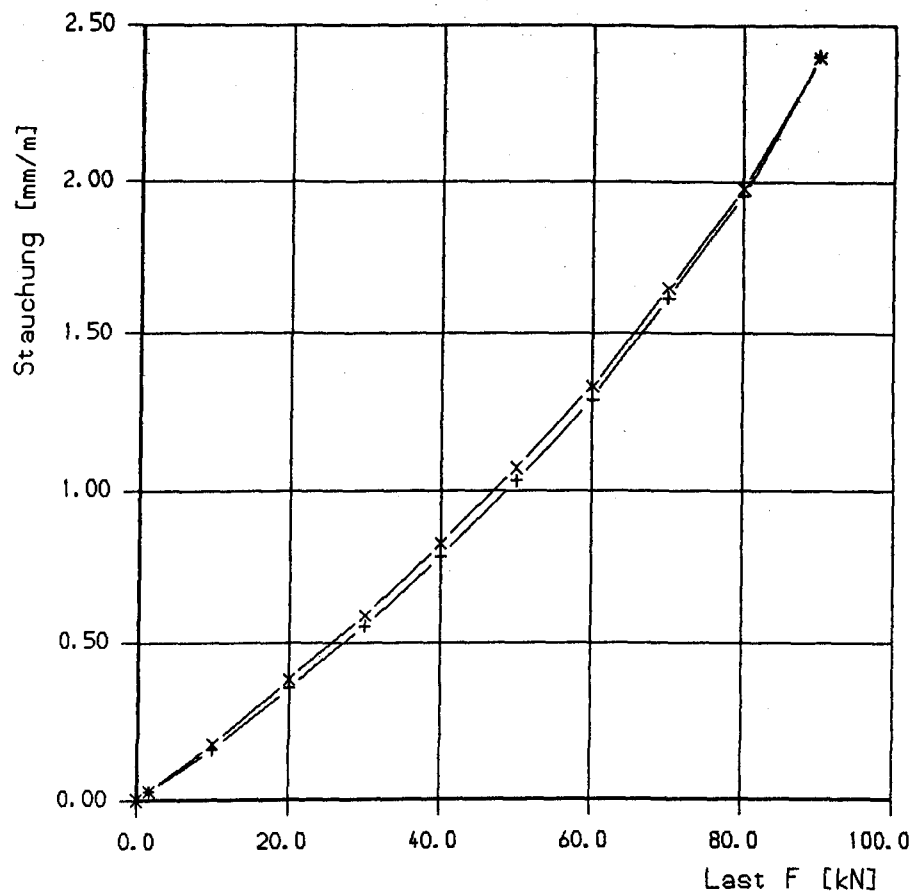


+ Alpha1, Auflager A  
x Alpha1, Auflager B

Bild 33:

Neigung der Hauptzugspannung im Stahl der Endverankerung des Formstahls berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 43 bis DS 46 und DS 48 bis DS 49 von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

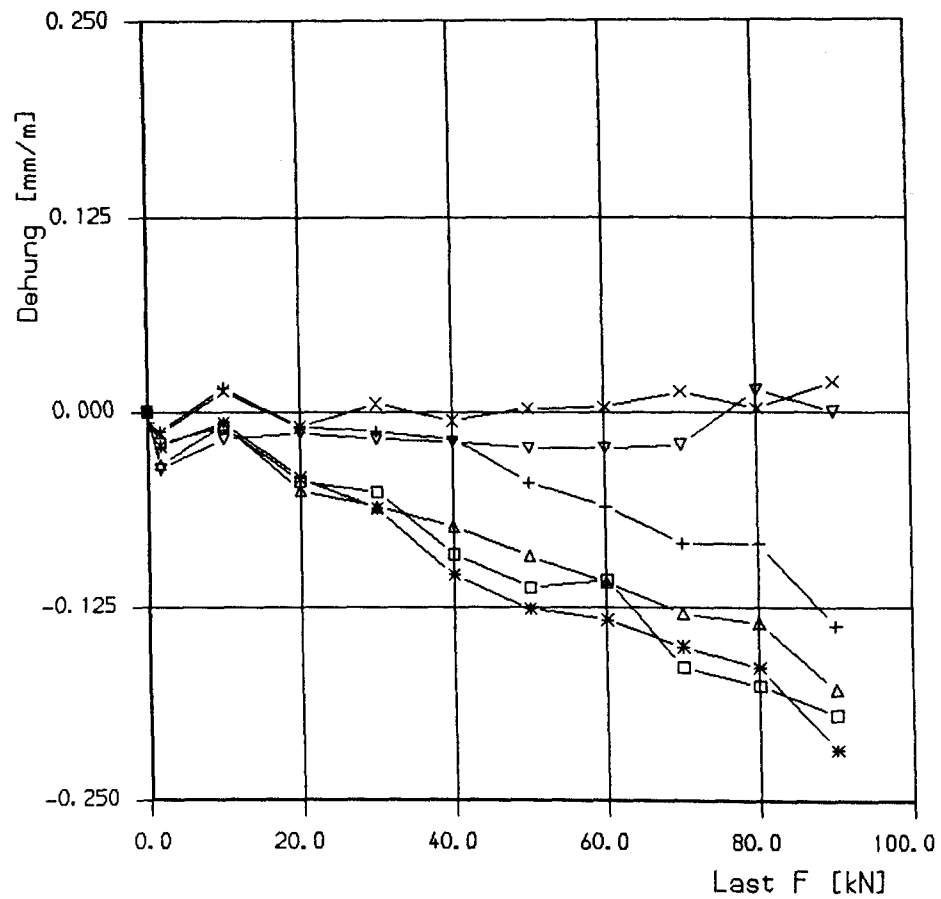




+ Mess-Stelle DB51  
x Mess-Stelle DB52

**Bild 34:**

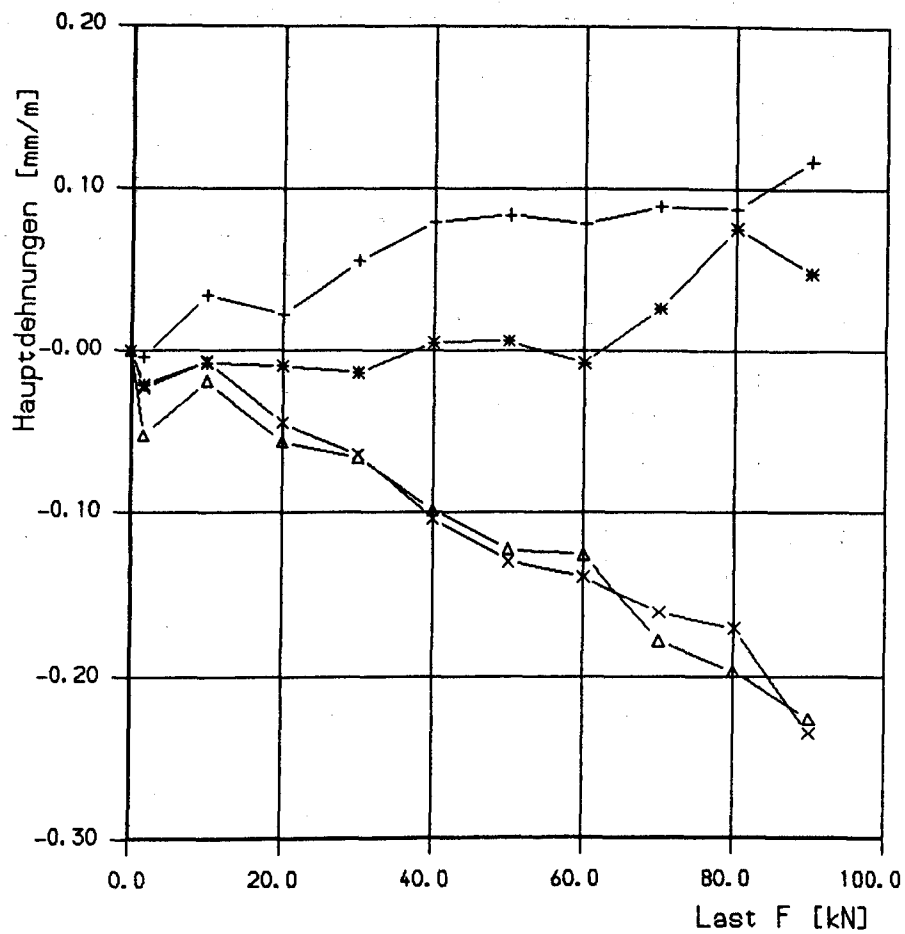
Gemessene Stauchung im Beton am oberen Rand der Biegedruckzone in Feldmitte von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- + Mess-Stelle SD53,  $x = 30$  cm,  $\alpha = 0$
- x Mess-Stelle SD54,  $x = 30$  cm,  $\alpha = 90$
- \* Mess-Stelle SD55,  $x = 30$  cm,  $\alpha = 45$
- Δ Mess-Stelle SD62,  $x = 445$  cm,  $\alpha = 0$
- ▽ Mess-Stelle SD63,  $x = 445$  cm,  $\alpha = 90$
- Mess-Stelle SD64,  $x = 445$  cm,  $\alpha = 135$

**Bild 35:**

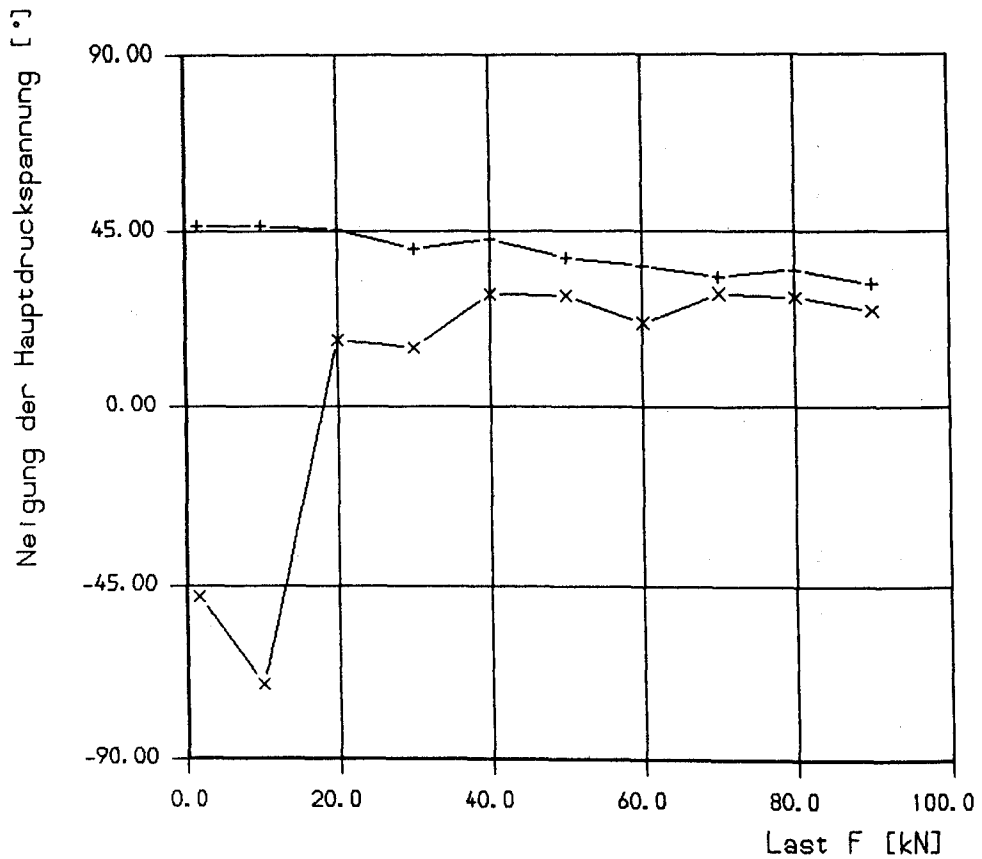
Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung am Beton der zur den Auflagern führenden geneigten Druckstreben von Balken 1, aufgetragen über der Last  $F$  (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



+ Eps1, x = 30 cm  
x Eps2, x = 30 cm  
\* Eps1, x = 445 cm  
Δ Eps2, x = 445 cm

**Bild 36:**

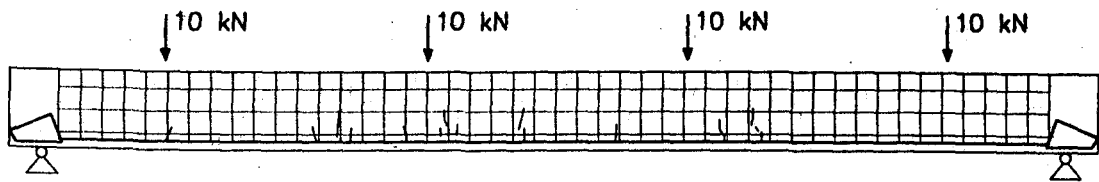
Hauptdehnungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 53 bis SD 55 und SD 62 bis SD 64 von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



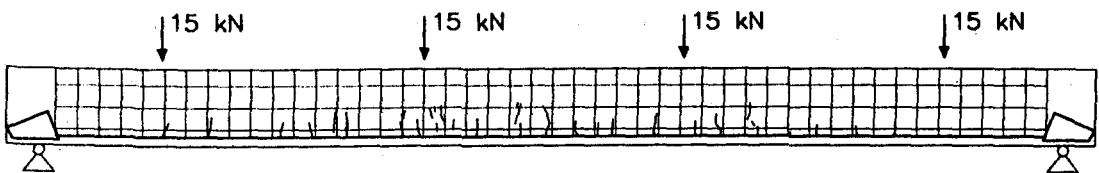
+ Alpha2, x = 30 cm  
x Alpha2, x = 445 cm

**Bild 37:**

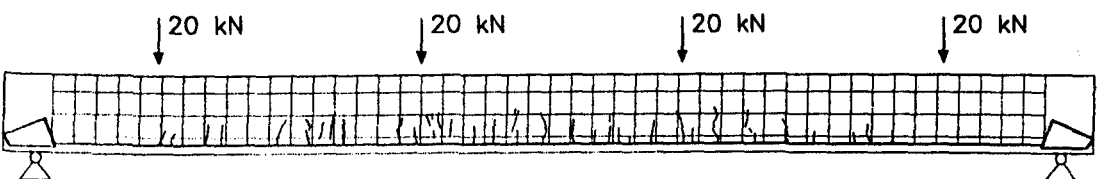
Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 53 bis SD 55 und SD 62 bis SD 64 von Balken 1, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



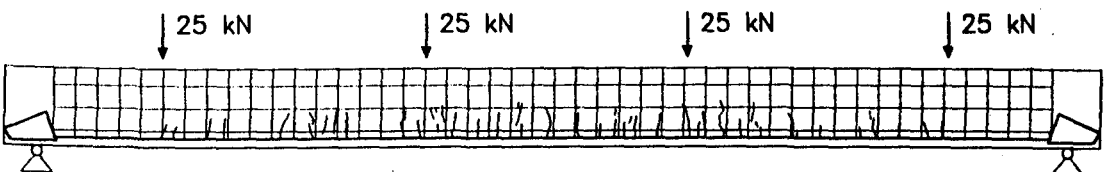
Laststufe L4



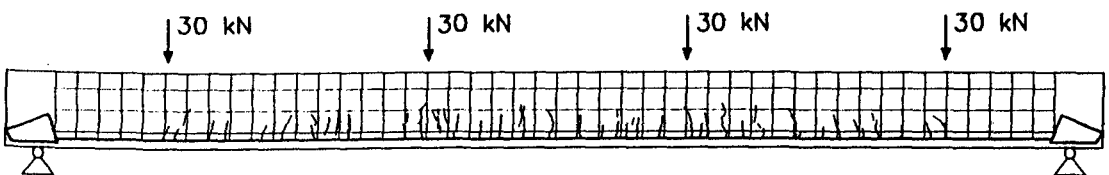
Laststufe L5



Laststufe L6



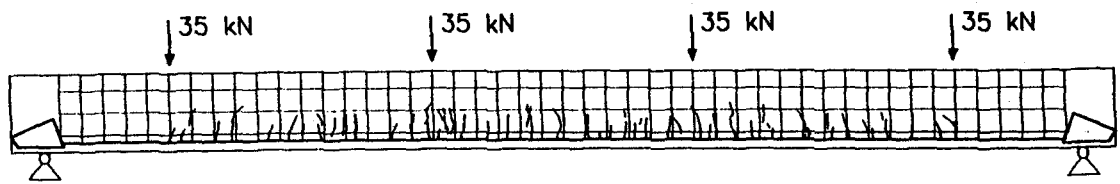
Laststufe L7



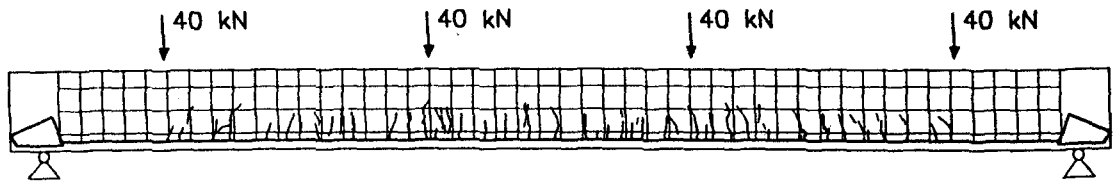
Laststufe L8

**Bild 38:**

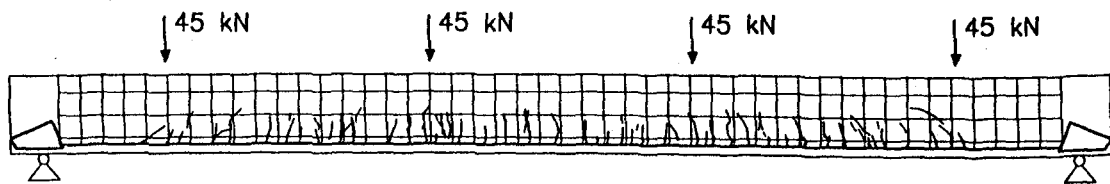
Von Balken 1 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



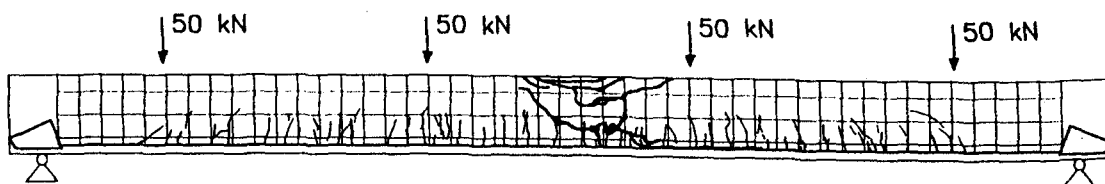
Laststufe L9



Laststufe L10



Laststufe L11



Laststufe L12

**Bild 39:**

Von Balken 1 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

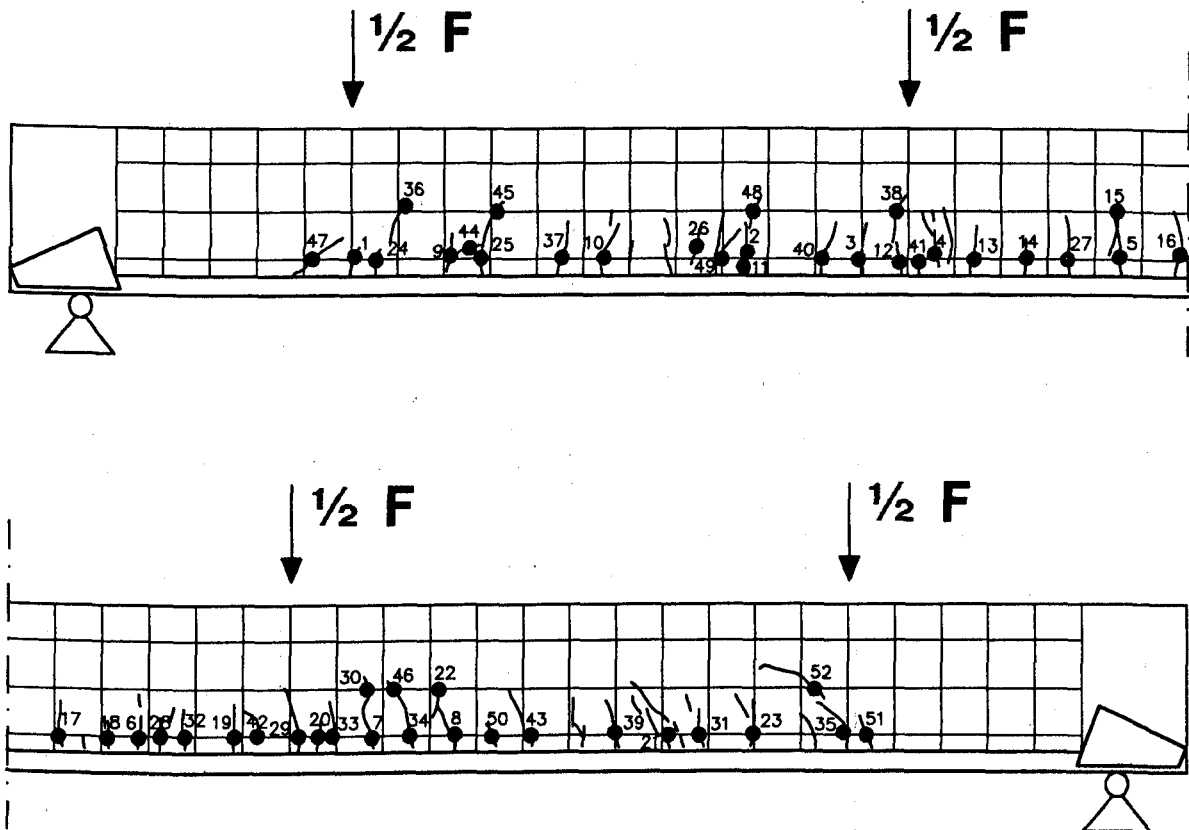


Bild 40:

Rißmeßstellen von Balken 1.

Laststufe	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
Last F [kN]	20	30	40	50	60	70	80	90
Rißmeßstellen-Nr.								
1	3	3	3	3	3	3	4	5
2	3	3	3	4	4	6	6	6
3	4	4	4	5	5	5	6	6
4	3	4	4	4	5	6	7	8
5	4	5	6	7	8	9	12	12
6	4	5	5	5	5	5	7	7
7	5	5	5	6	7	8	9	9
8	4	4	4	5	6	7	8	8
9	-	2	2	2	4	4	8	12
10	-	3	4	4	4	5	7	10
11	-	3	4	5	5	5	7	7
12	-	3	3	4	5	5	7	7
13	-	3	4	4	4	5	6	7
14	-	3	4	5	5	6	8	8
15	-	2	2	2	2	2	2	2
16	-	3	4	4	4	4	5	5
17	-	4	5	5	6	7	8	10
18	-	3	4	4	5	6	7	9
19	-	4	4	4	5	6	6	6
20	-	2	2	2	2	3	3	3
21	-	3	3	3	3	3	3	3
22	-	2	2	2	2	2	3	3
23	-	3	4	4	5	6	6	7
24	-	-	4	4	5	6	8	10
25	-	-	3	4	4	4	4	4
26	-	-	3	4	4	5	6	6
27	-	-	4	5	6	6	8	8
28	-	-	3	4	4	6	6	6
29	-	-	3	3	4	6	6	7
30	-	-	4	4	4	4	6	6
31	-	-	2	3	4	6	8	8
32	-	-	-	2	3	3	3	3
33	-	-	-	3	4	5	7	8
34	-	-	-	3	3	5	5	5
35	-	-	-	3	4	5	6	6
36	-	-	-	-	3	4	5	6
37	-	-	-	-	2	3	5	5
38	-	-	-	-	2	3	3	3
39	-	-	-	-	5	6	6	6
40	-	-	-	-	-	3	6	7
41	-	-	-	-	-	3	3	3
42	-	-	-	-	-	4	6	7
43	-	-	-	-	-	5	6	6
44	-	-	-	-	-	-	5	7
45	-	-	-	-	-	-	4	5
46	-	-	-	-	-	-	5	5
47	-	-	-	-	-	-	-	6
48	-	-	-	-	-	-	-	4
49	-	-	-	-	-	-	-	6
50	-	-	-	-	-	-	-	8
51	-	-	-	-	-	-	-	7
52	-	-	-	-	-	-	-	8

Tabelle 2:

Gemessene Rißbreiten von Balken 1 in [ $\frac{1}{\text{mm}}$ ]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 40).



#### 4.4.2. Balken 2

Die mit  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln aufgebrachte Schwellbelastung von Balken 2 ergab keine wesentliche Minderung der Gebrauchsfähigkeit. Trotz gleicher Ausbildung war bei Balken 2 die Bruchlast sogar größer als bei Balken 1.

Bei Balken 2 betrugen unter erstmaliger rechnerischer Gebrauchslast (Laststufe mit  $F = 50$  kN) in Feldmitte die Betonstauchung am oberen Rand  $1,05 \text{ ‰}$ , die Betonstahldehnung  $1,02 \text{ ‰}$  und die Formstahldehnung  $1,04 \text{ ‰}$ . Die Dehnung der Stäbe der Betonstahlmatte erreichte vor den Auflagern maximale Werte von  $0,12 \text{ ‰}$ . Die gemessene größte Rißbreite unter dieser Last betrug  $0,06$  mm (an einem Biegerið gemessen), die Mittendurchbiegung  $15,3$  mm ( $1/310$ ). Nach Abschluß der Schwellbeanspruchung wurden unter Gebrauchslast  $1,93 \text{ ‰}$  Betonstauchung,  $1,41 \text{ ‰}$  Betonstahldehnung und  $0,87 \text{ ‰}$  Formstahldehnung gemessen. Die maximale Dehnung der Stäbe der Betonstahlmatte war vor den Auflagern auf Werte von  $0,07 \text{ ‰}$  zurückgegangen. Die größte Rißbreite erreichte  $0,10$  mm (an einem Biegerið gemessen), die Mittendurchbiegung betrug  $23,8$  mm ( $1/200$ ). Die Meßergebnisse sind in den Tabellen 3, 4, A 19 bis A 42 enthalten und in den Bildern 41 bis 72 dargestellt.

Die Schwellbeanspruchung des Versuchsbalkens 2 bewirkte erwartungsgemäß eine Abnahme der Verbundwirkung zwischen Formstahl und Beton und dadurch eine Umlagerung der Biegezugkräfte. Diese Umlagerung war hier (im Gegensatz zu dem Balken 1) besonders deutlich ausgeprägt, da bei Balken 2 die Formstahlbewehrung im Einbauzustand eine raue Oberfläche (durch beginnende Korrosion) aufwies.

Während die Dehnungen im Formstahl mit steigenden Lastwechselzahlen in Feldmitte um rd.  $0,2 \text{ ‰}$  abnahmen, war in Auflagernähe ein Anstieg der Dehnungen in der gleichen Größenordnung zu verzeichnen. Jedoch verblieb zwischen Feldmitte und Auflagernähe noch eine Dehnungsdifferenz von rd.  $0,2 \text{ ‰}$ .

Die Entwicklung des Rißbildes während der Schwellbeanspruchung ist in den Bildern 70 und 71 dargestellt. Bei Beginn der Schwellbeanspruchung waren nur nahezu senkrechte Biegerisse vorhanden. Diese verlängerten sich mit zunehmenden Lastwechselzahlen, die Rißrichtung wurde dabei flacher, sie zeigten damit den Verlauf des flach geneigten Druckbogens an.

Die an die Schwellbeanspruchung anschließende Belastung bis zum Bruch führte, wie bei Balken 1, zum Versagen der Biegedruckzone. Dabei erreichte Balken 2 jedoch mit  $M_u = 134,1 \text{ kNm}$  ein etwas größeres Bruchmoment ( $F_u = 110 \text{ kN} + \text{Eigengew.}$ ). Für eine Messung war die Standzeit (ca. 10 sec.) unter der Bruchlast zu kurz. Die letzte Messung vor dem Bruch erfolgte bei  $F = 107,5 \text{ kN}$  und ergab in Feldmitte  $3,91 \text{ ‰}$  Betonstauchung am oberen Rand der Biegedruckzone,  $2,54 \text{ ‰}$  Betonstahldehnung,  $3,44 \text{ ‰}$  Formstahldehnung sowie eine maximale Rißbreite von  $0,30 \text{ mm}$  (an einem Schubriß gemessen). Die Dehnung an den Stäben der Betonstahlmatte erreichte vor den Auflagern maximale Werte von  $0,50 \text{ ‰}$ .

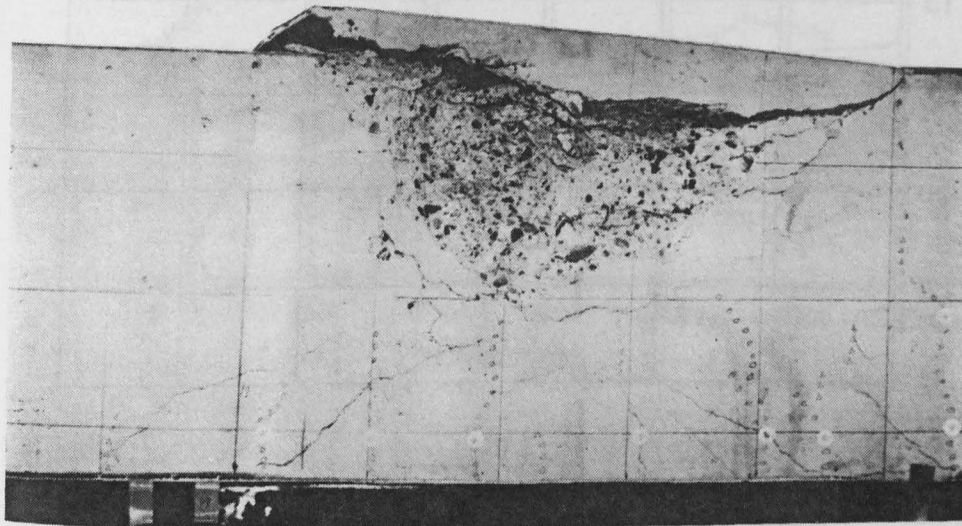
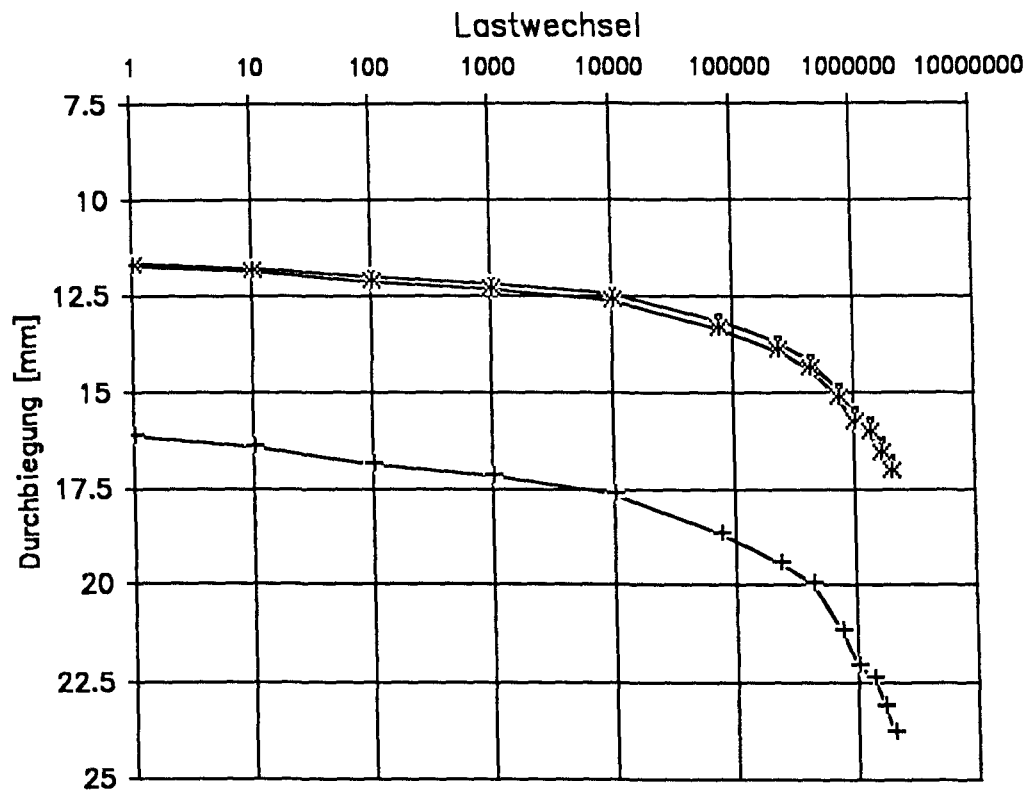


Bild 41:

Abbildung des Bruchbildes im Bereich der Biegedruckzone  
von Balken 2.



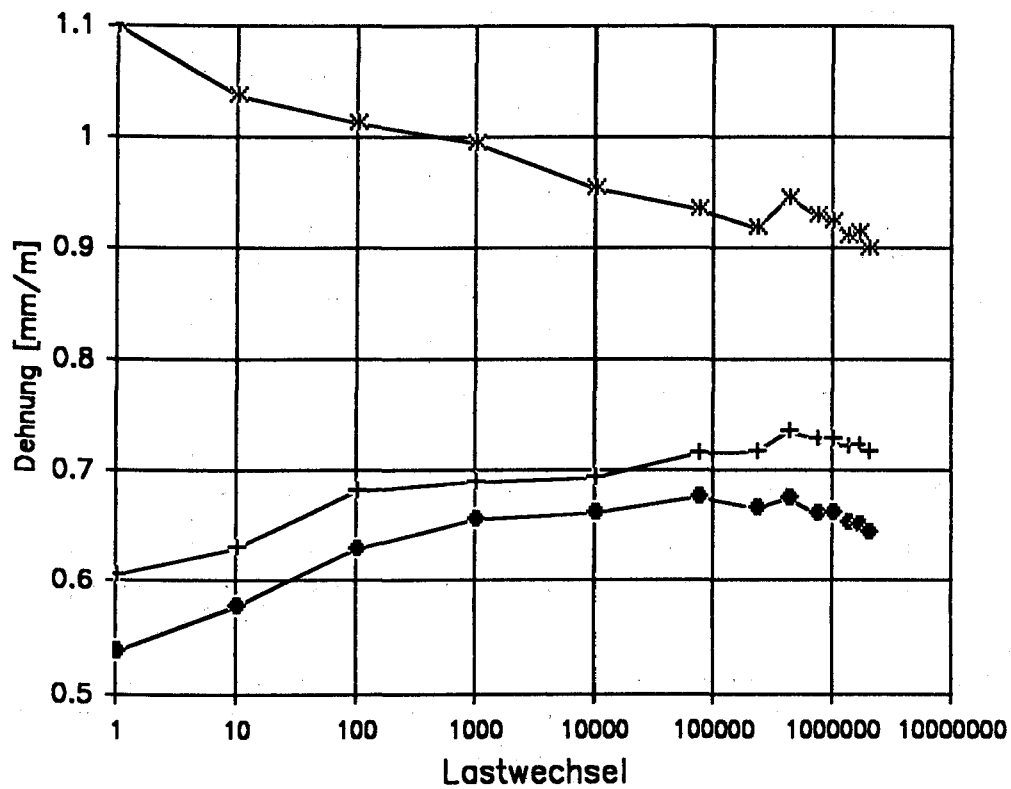
x Mess-Stelle W2,  $x = 120$  cm

+ Mess-Stelle W4,  $x = 237,5$  cm

\* Mess-Stelle W6,  $x = 355$  cm

Bild 42:

Unter der Oberlast gemessene Durchbiegung von Balken 2, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



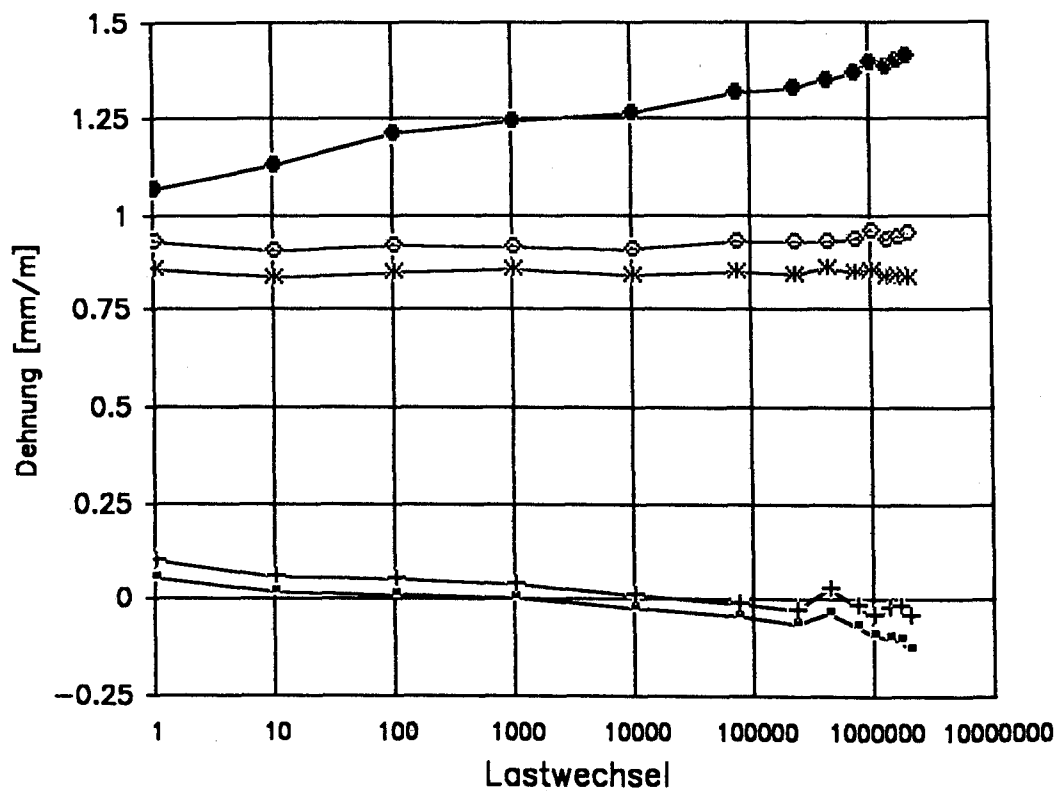
◆ Mess-Stelle DS36,  $x = 30$  cm

+ Mess-Stelle DS40,  $x = 60$  cm

\* Mess-Stelle DS50,  $x = 237,5$  cm

**Bild 43:**

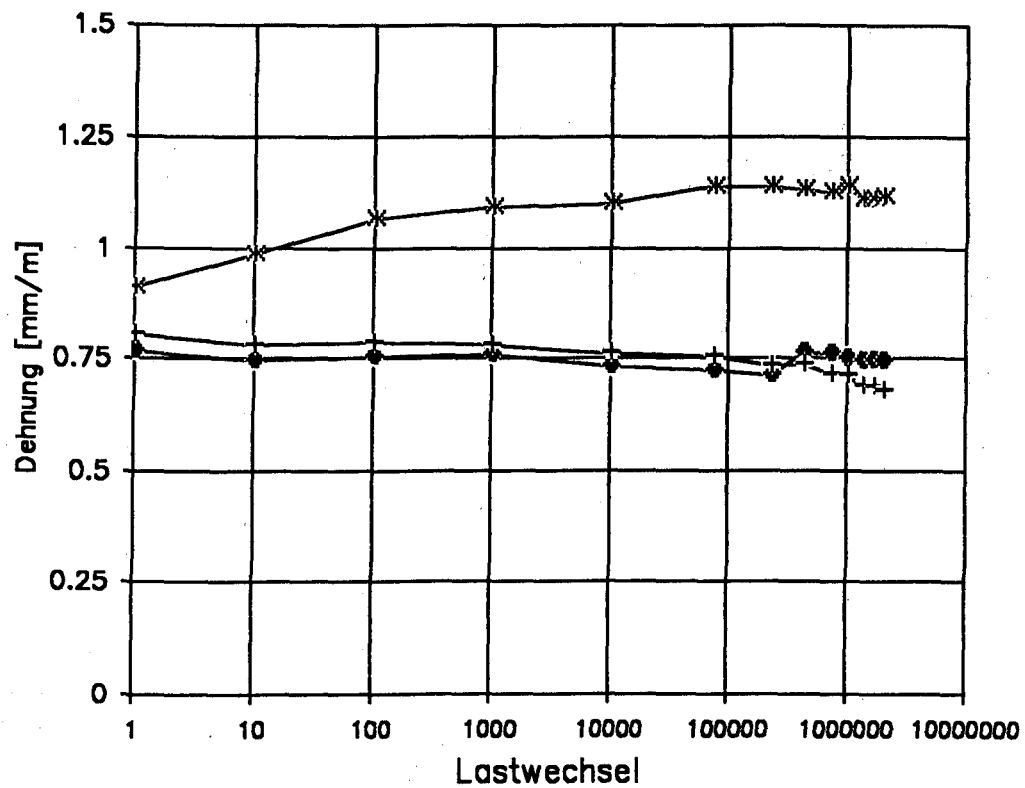
Unter der Oberlast gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 2, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



- ▲- Mess-Stelle DS9,  $x = 30$  cm
- + Mess-Stelle DS11,  $x = 445$  cm
- \* Mess-Stelle DS12,  $x = 120$  cm
- ⊕ Mess-Stelle DS15,  $x = 355$  cm
- ◆ Mess-Stelle DS17,  $x = 237,5$  cm

**Bild 44:**

Unter der Oberlast gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 2 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



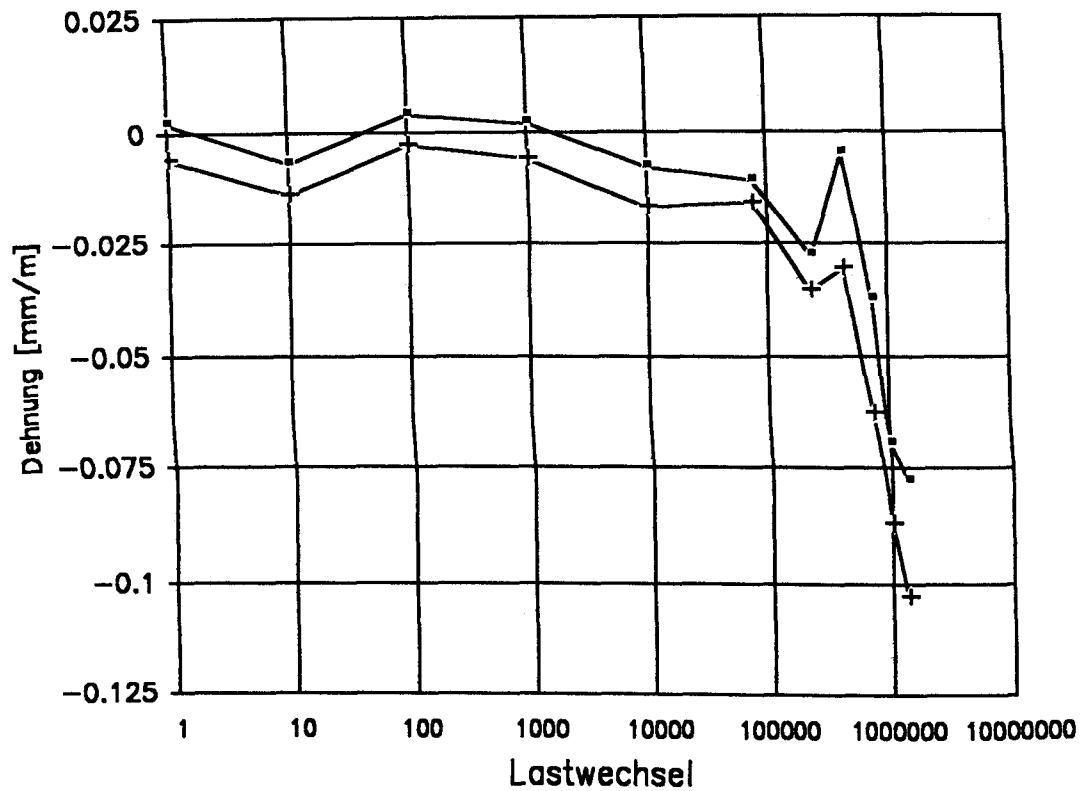
◆ Mess-Stelle DS19,  $x = 120$  cm

+ Mess-Stelle DS20,  $x = 355$  cm

\* Mess-Stelle DS23,  $x = 237,5$  cm

Bild 45:

Unter der Oberlast gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (2. Lage) von Balken 2, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



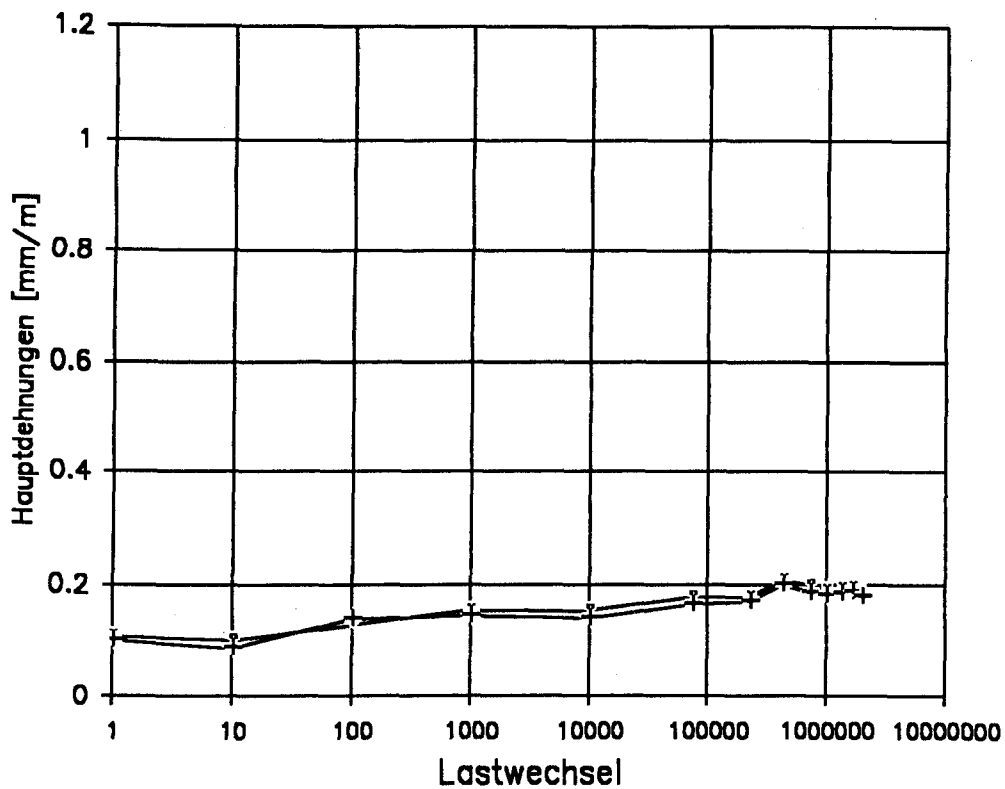
■ Mess-Stelle DS27, x = 30 cm

+ Mess-Stelle DS28, x = 445 cm

**Bild 46:**

Unter der Oberlast gemessene Dehnung an den Stäben der Betonstahlmatte von Balken 2 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



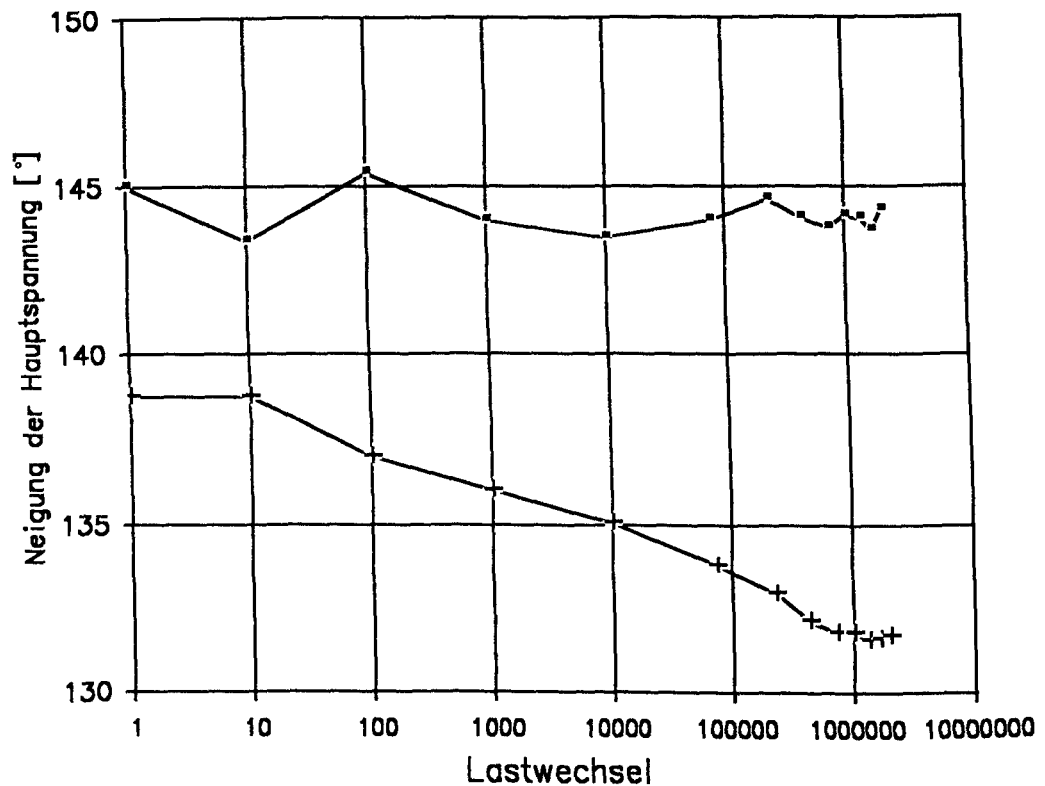


~ DS56, Eps1, Auflager A

+ DS57, Eps1, Auflager B

Bild 47:

Hauptdehnungen im Stahl der Endverankerung berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 2 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



■ Alpha1, Auflager A

+ Alpha1, Auflager B

Bild 48:

Neigung der Hauptzugspannung im Stahl der Endverankerung des Formstahls berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 2, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

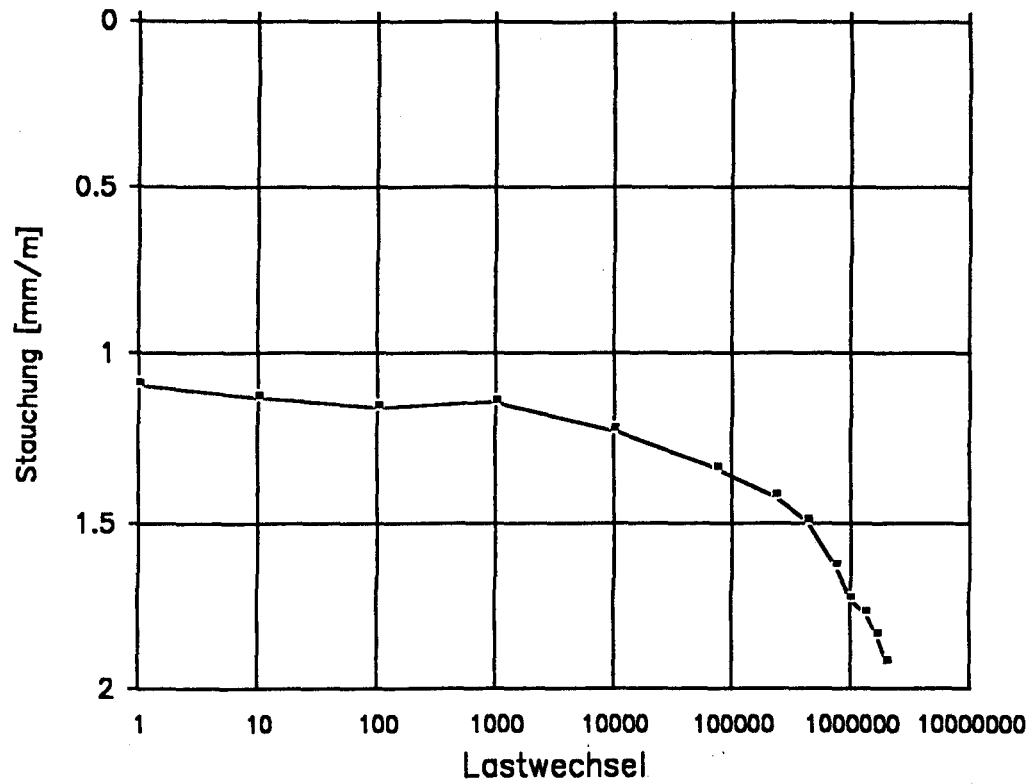
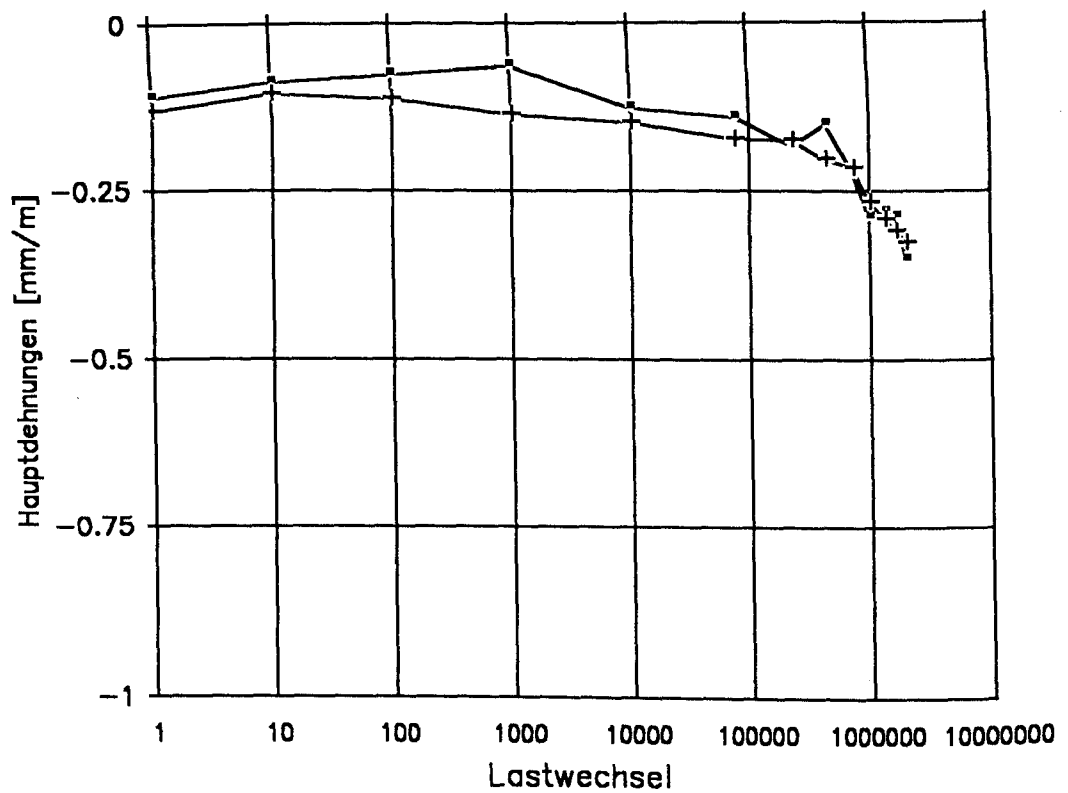


Bild 49:

Unter der Oberlast gemessene Stauchung im Beton am oberen Rand der Biegedruckzone in Feldmitte von Balken 2 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.

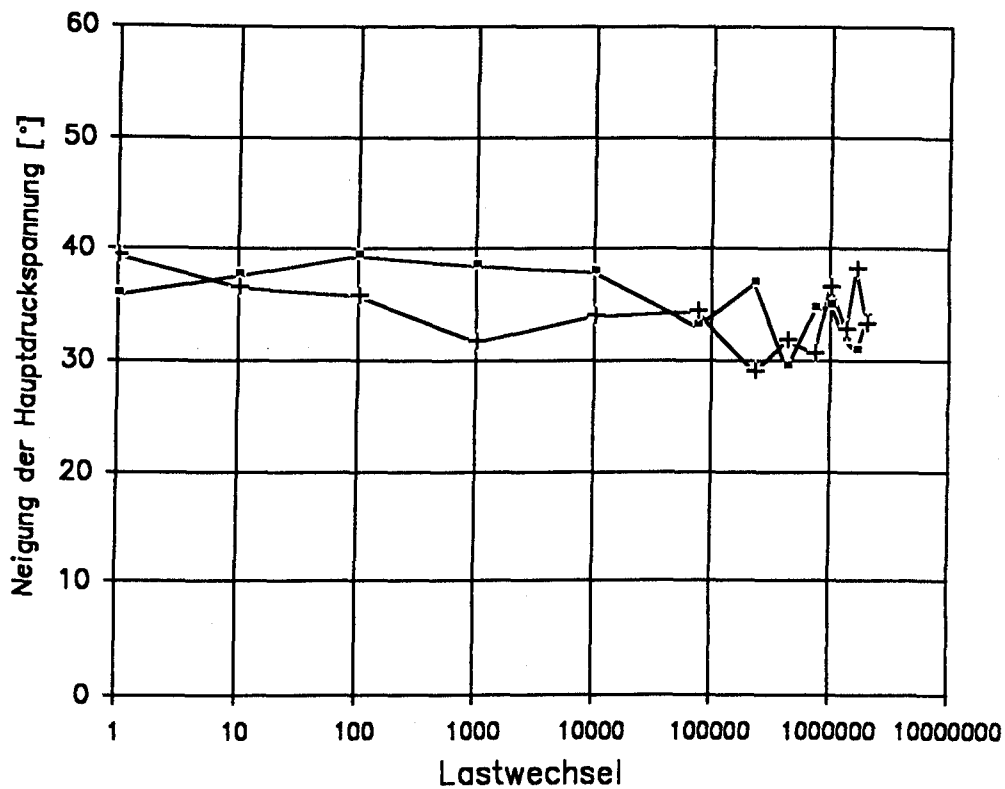


■ Eps2, Auflager A

+ Eps2, Auflager B

Bild 50:

Hauptdehnungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen SD 61 bis SD 66 von Balken 2 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.

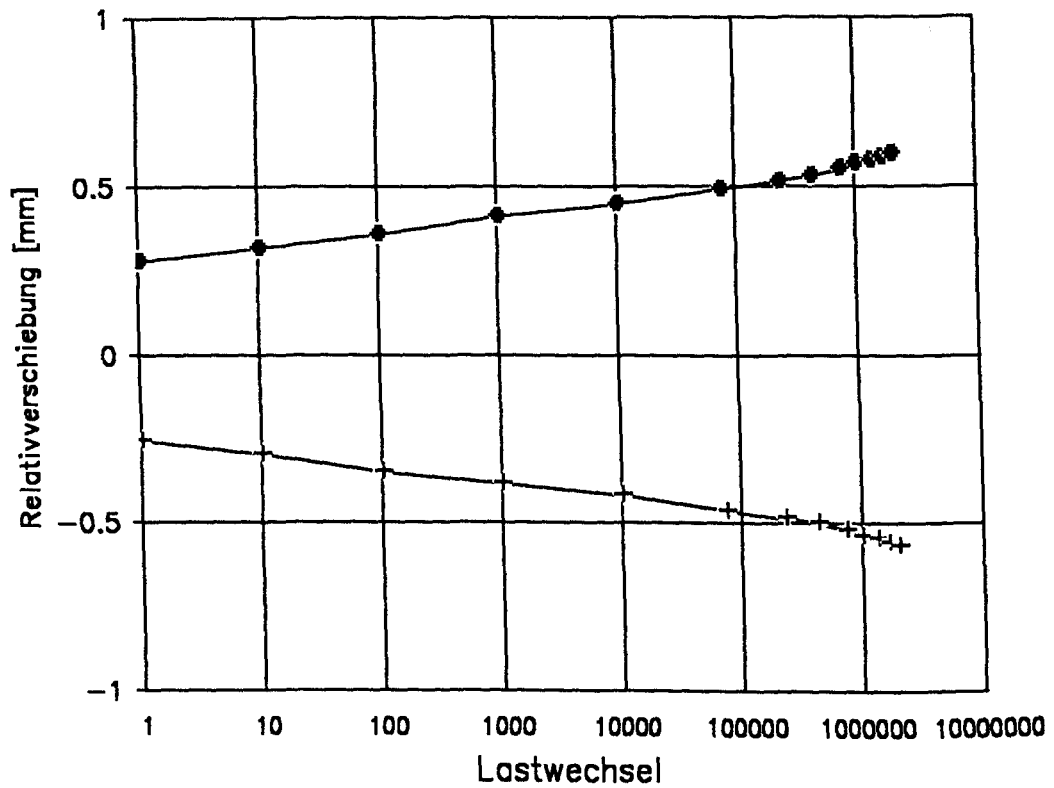


■ Alpha2, Auflager A

+ Alpha2, Auflager B

Bild 51:

Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen SD 61 bis SD 66 an Balken 2 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

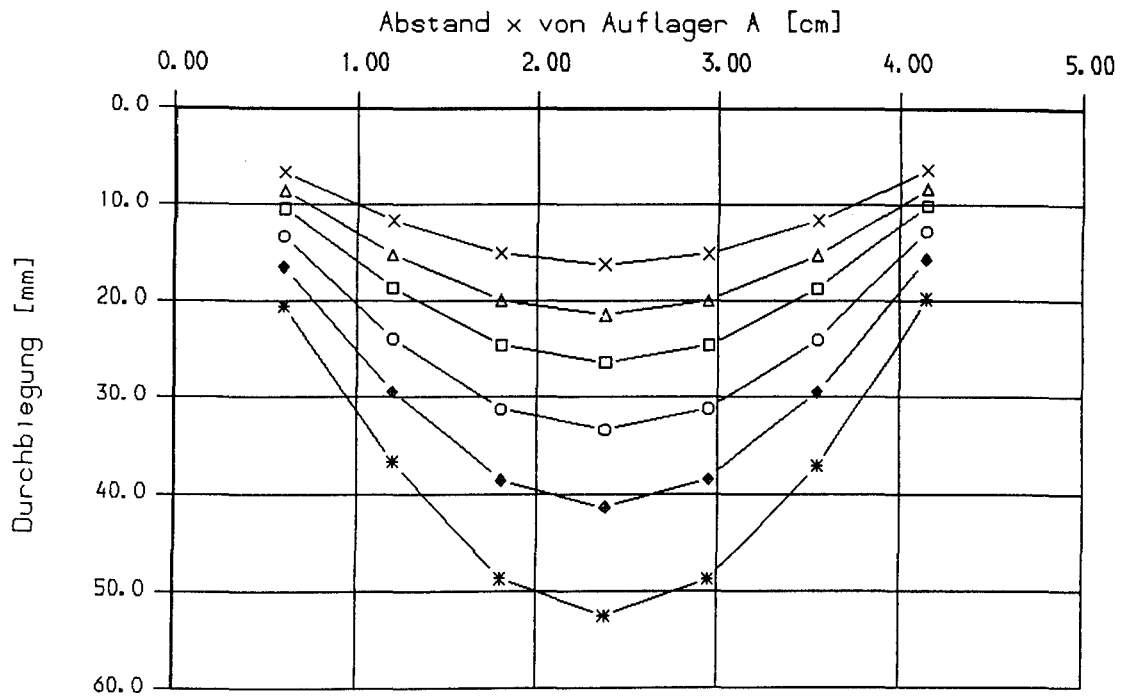


◆ Mess-Stelle W67,  $x = 60$  cm

+ Mess-Stelle W69,  $x = 415$  cm

Bild 52:

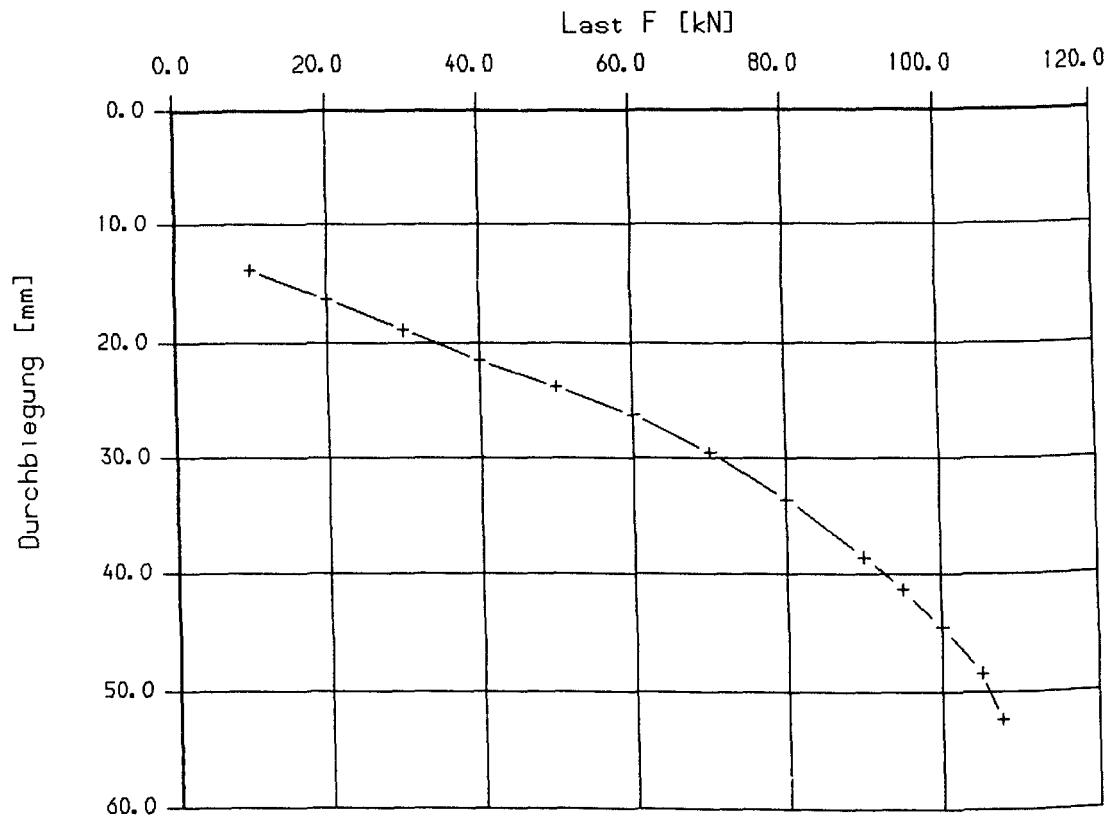
Unter der Oberlast gemessene Relativverschiebung in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton von Balken 2 infolge Schellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



- x Laststufe 37,  $F = 10,0$  kN
- $\Delta$  Laststufe 39,  $F = 30,0$  kN
- $\square$  Laststufe 41,  $F = 50,0$  kN
- $\circ$  Laststufe 43,  $F = 70,0$  kN
- $\blacklozenge$  Laststufe 45,  $F = 90,0$  kN
- \* Laststufe 48,  $F = 107,5$  kN

Bild 53:

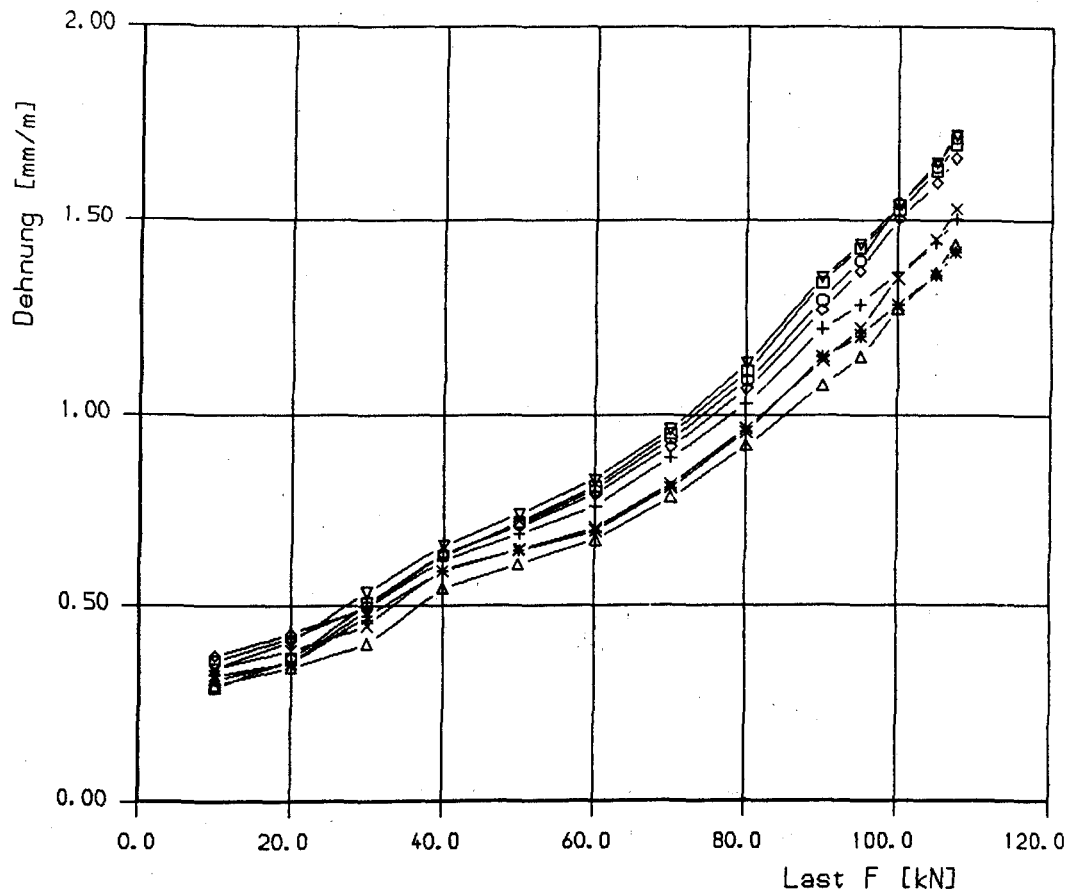
Gemessene Durchbiegung von Balken 2, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



**Bild 54:**

Gemessene Mittendurchbiegung von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.

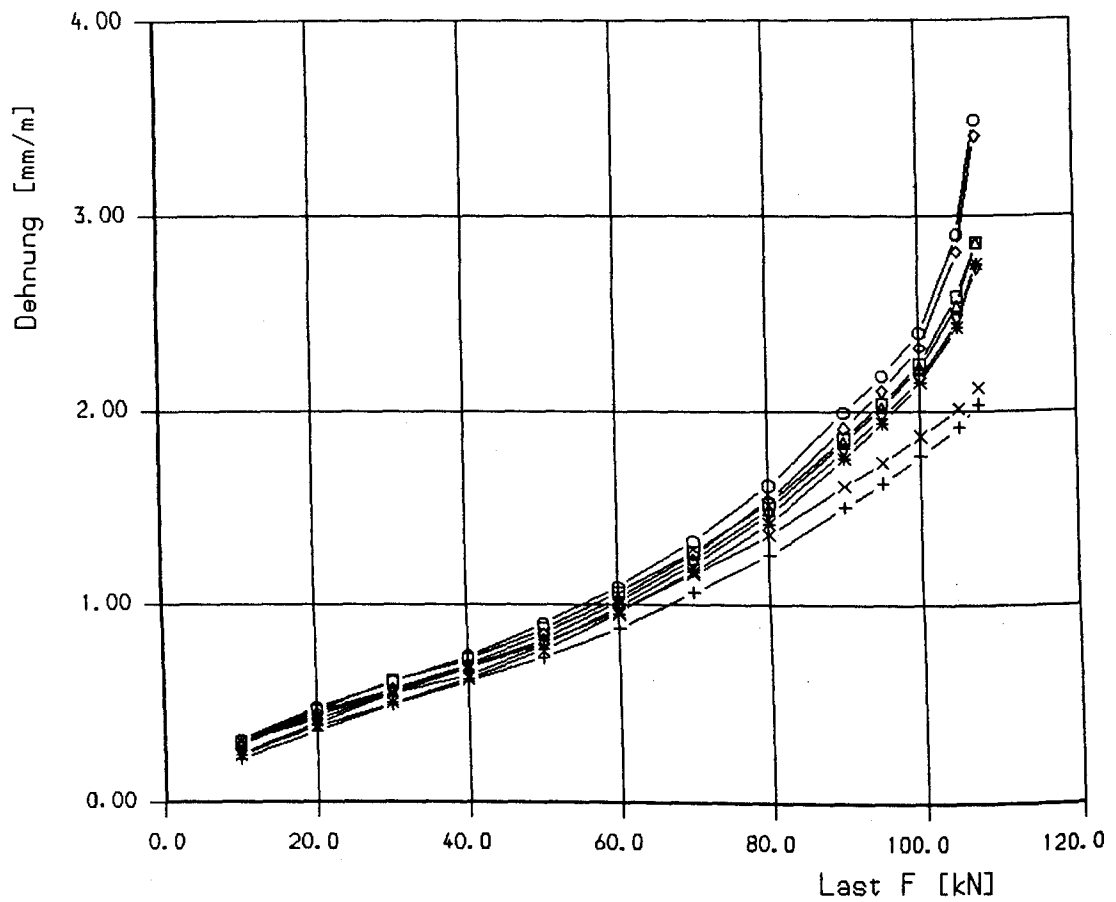




- + Mess-Stelle DS35, x = 30 cm
- x Mess-Stelle DS36, x = 30 cm
- \* Mess-Stelle DS37, x = 445 cm
- Δ Mess-Stelle DS38, x = 445 cm
- ▽ Mess-Stelle DS39, x = 60 cm
- Mess-Stelle DS40, x = 60 cm
- ◇ Mess-Stelle DS41, x = 415 cm
- o Mess-Stelle DS42, x = 415 cm

**Bild 55:**

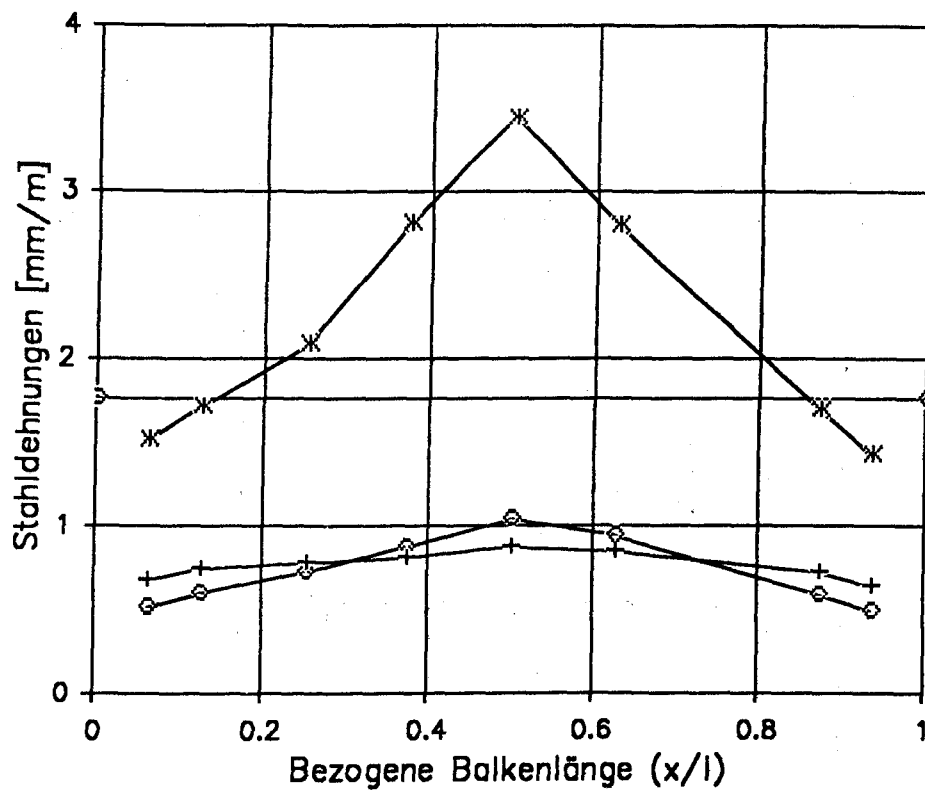
Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS43,  $x = 120,0$  cm
- x Mess-Stelle DS44,  $x = 120,0$  cm
- \* Mess-Stelle DS45,  $x = 177,5$  cm
- Δ Mess-Stelle DS46,  $x = 177,5$  cm
- ∇ Mess-Stelle DS47,  $x = 297,5$  cm
- Mess-Stelle DS48,  $x = 297,5$  cm
- ◇ Mess-Stelle DS49,  $x = 237,5$  cm
- Mess-Stelle DS50,  $x = 237,5$  cm

**Bild 56:**

Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



◇  $F = 50 \text{ kN}, 0 \text{ Lastwechsel}$

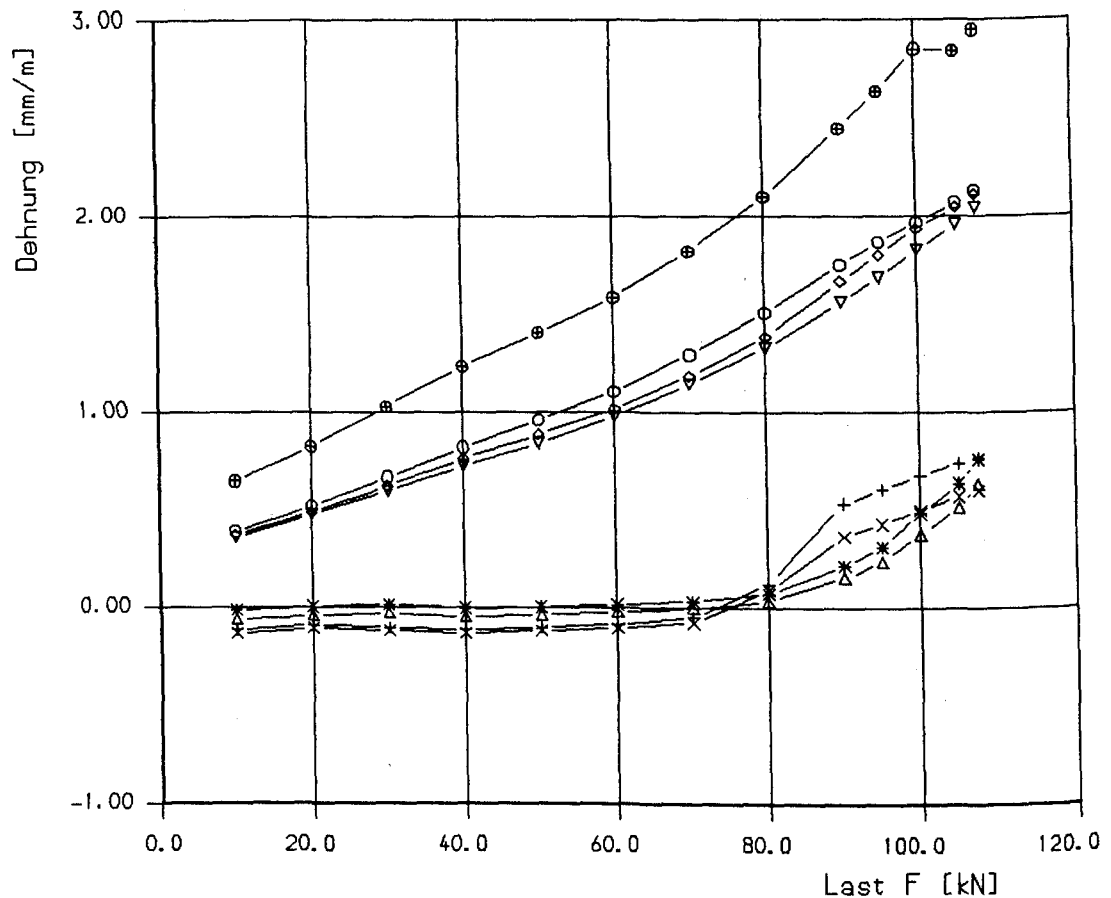
⊕  $F = 50 \text{ kN}, 2 \cdot 10^6 \text{ Lastwechsel}$

\*  $F = 107.5 \text{ kN}, 2 \cdot 10^6 \text{ Lastwechsel}$

◇ Streckgrenze

Bild 57:

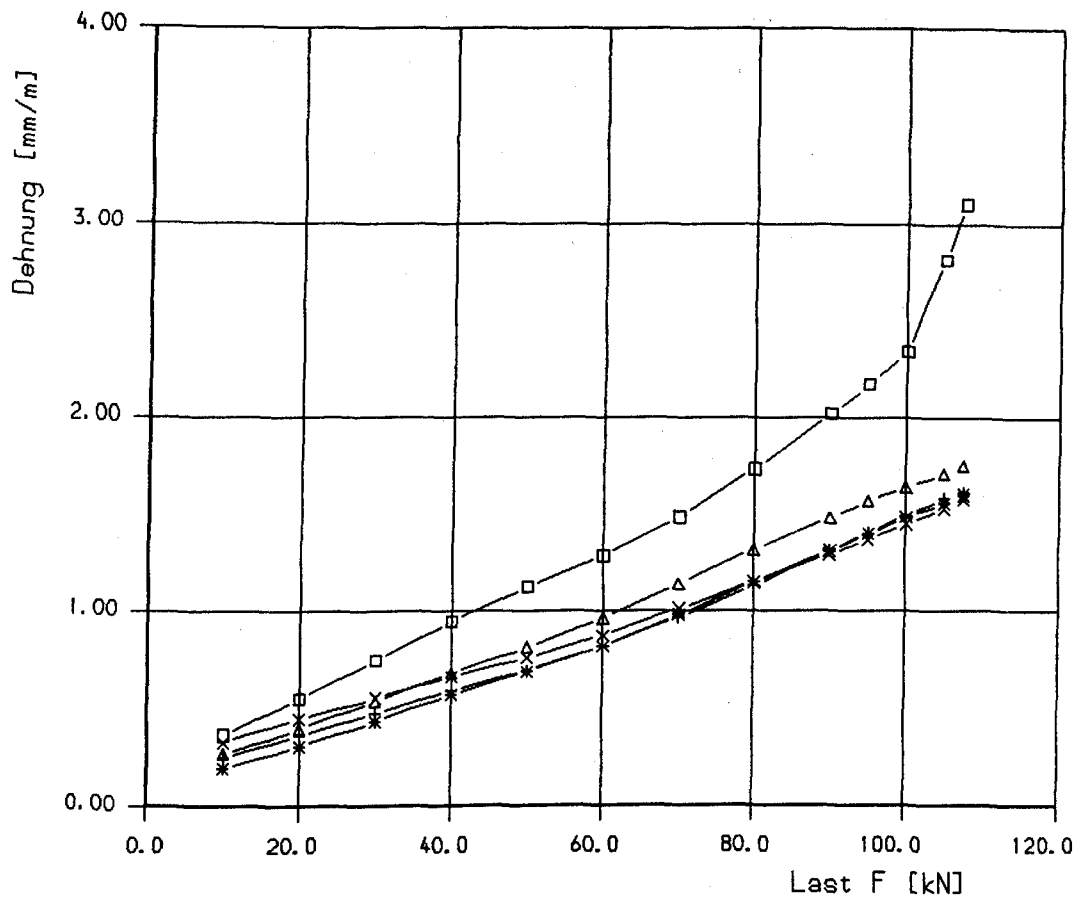
Gemessene Dehnung des Formstahls von Balken 2, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS8,  $x = 30$  cm
- x Mess-Stelle DS9,  $x = 30$  cm
- \* Mess-Stelle DS10,  $x = 445$  cm
- $\Delta$  Mess-Stelle DS11,  $x = 445$  cm
- $\nabla$  Mess-Stelle DS12,  $x = 120$  cm
- $\diamond$  Mess-Stelle DS14,  $x = 355$  cm
- o Mess-Stelle DS15,  $x = 355$  cm
- $\oplus$  Mess-Stelle DS17,  $x = 237,5$  cm

**Bild 58:**

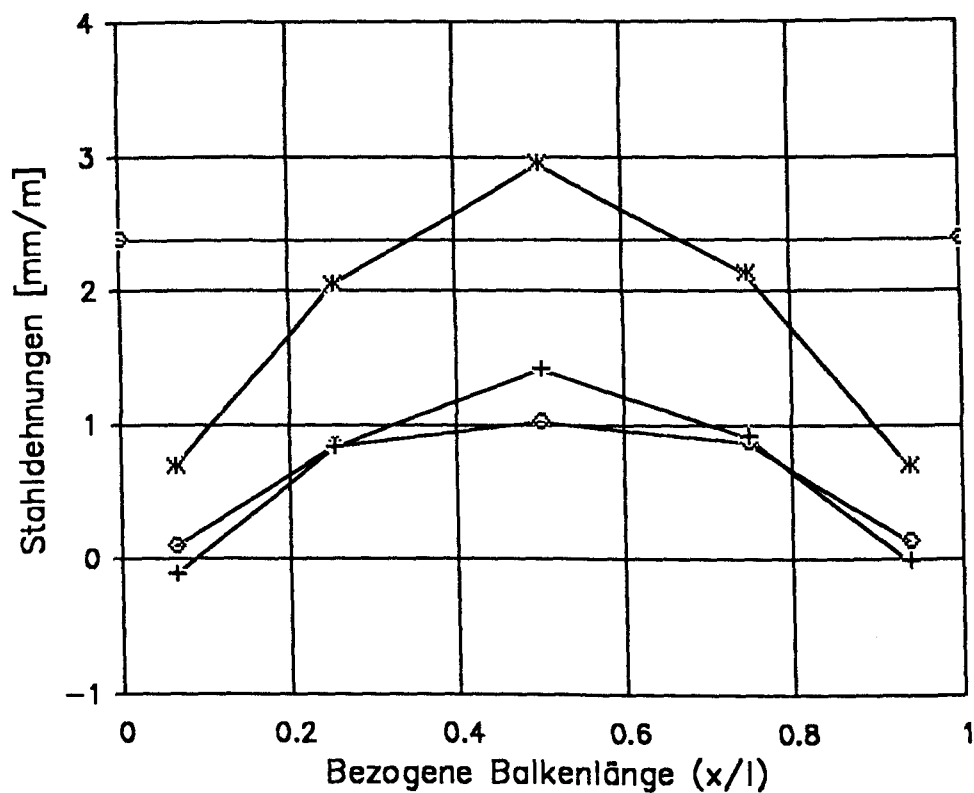
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS18, x = 120 cm
- x Mess-Stelle DS19, x = 120 cm
- \* Mess-Stelle DS20, x = 335 cm
- Δ Mess-Stelle DS21, x = 335 cm
- Mess-Stelle DS23, x = 237,5 cm

**Bild 59:**

Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (2. Lage) von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



○ F = 50 kN, 0 Lastwechsel

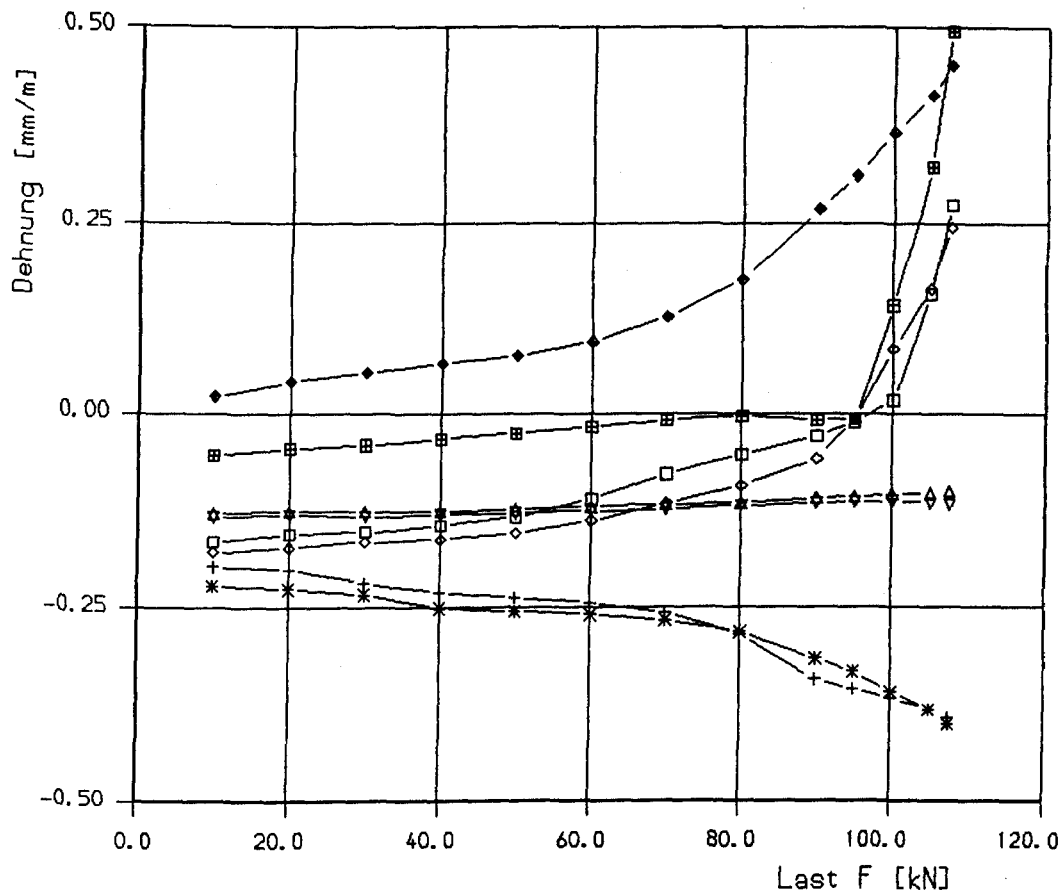
+ F = 50 kN,  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel

\* F = 107.5 kN,  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel

⊖ Streckgrenze

Bild 60:

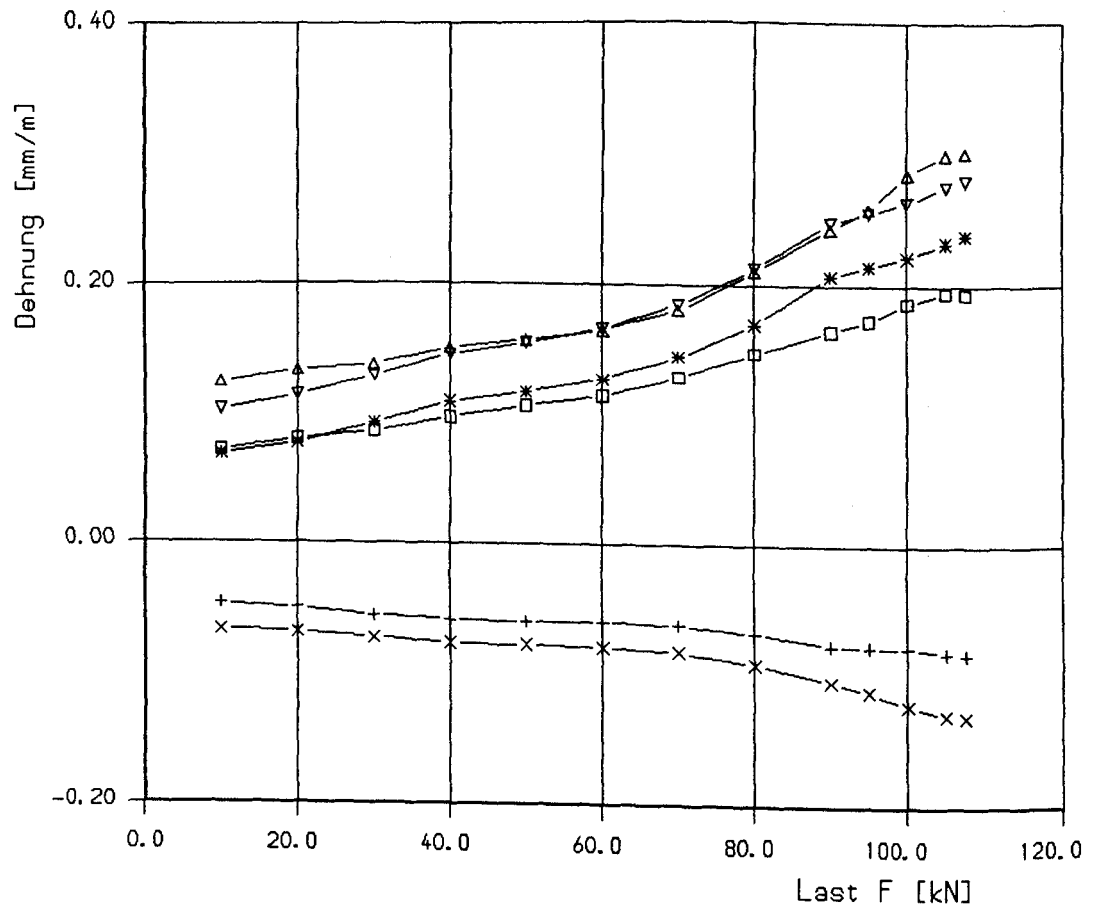
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 2, aufgetragen über der Balkenlänge (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS25,  $x = 30$  cm, am mittl. Laengsstab
- \* Mess-Stelle DS26,  $x = 445$  cm, am mittl. Laengsstab
- Δ Mess-Stelle DS27,  $x = 30$  cm, oben am Vertikalstab
- ∇ Mess-Stelle DS28,  $x = 445$  cm, oben am Vertikalstab
- Mess-Stelle DS29,  $x = 90$  cm, am mittl. Laengsstab
- ◇ Mess-Stelle DS30,  $x = 385$  cm, am mittl. Laengsstab
- Mess-Stelle DS32,  $x = 385$  cm, oben am Vertikalstab
- ◆ Mess-Stelle DS33,  $x = 90$  cm, unten am Vertikalstab

Bild 61:

Gemessene Dehnung an den Stäben der Betonstahlmatte von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 14) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.

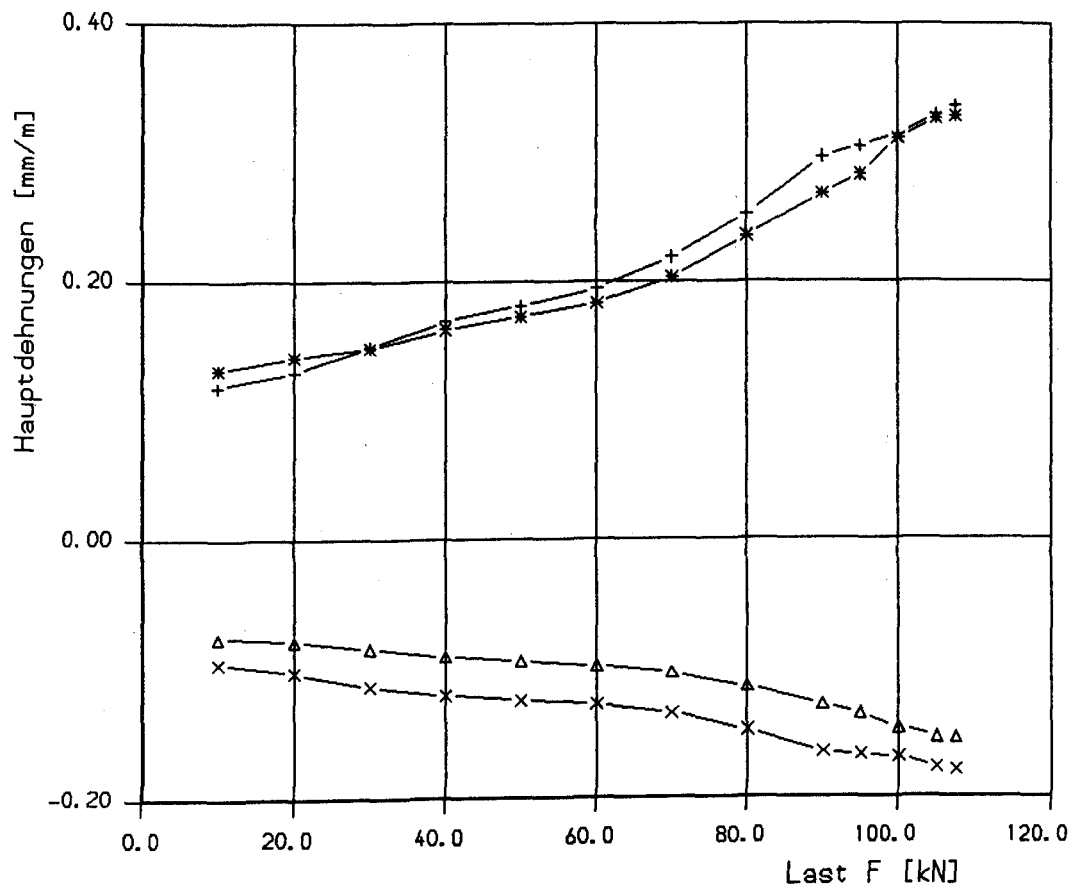


- + Mess-Stelle DS52, Auflager A,  $\alpha = 26,6$
- x Mess-Stelle DS53, Auflager B,  $\alpha = 153,6$
- \* Mess-Stelle DS54, Auflager A,  $\alpha = 116,6$
- Δ Mess-Stelle DS55, Auflager B,  $\alpha = 63,4$
- ▽ Mess-Stelle DS56, Auflager A,  $\alpha = 161,6$
- Mess-Stelle DS57, Auflager B,  $\alpha = 18,4$

**Bild 62:**

Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung im Stahl der Endverankerung des Formstahls von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

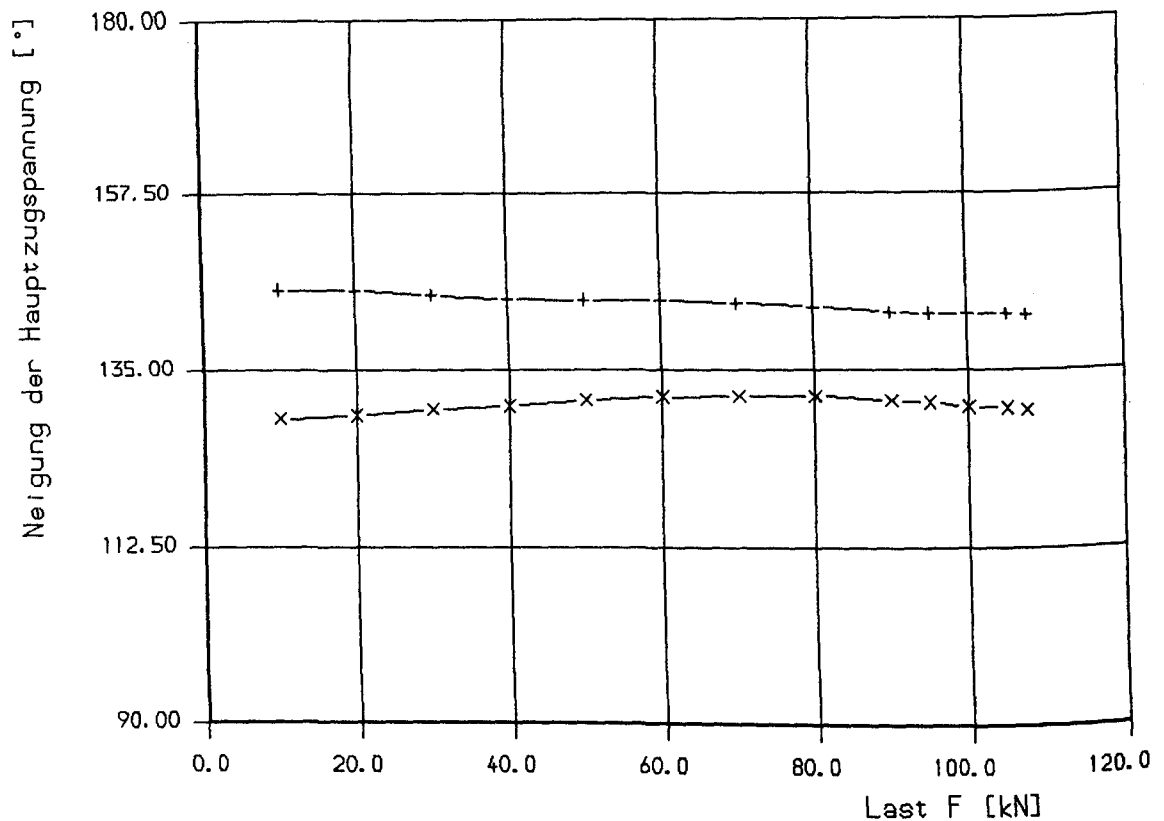




- + Eps1, Auflager A
- x Eps2, Auflager A
- \* Eps1, Auflager B
- Δ Eps2, Auflager B

**Bild 63:**

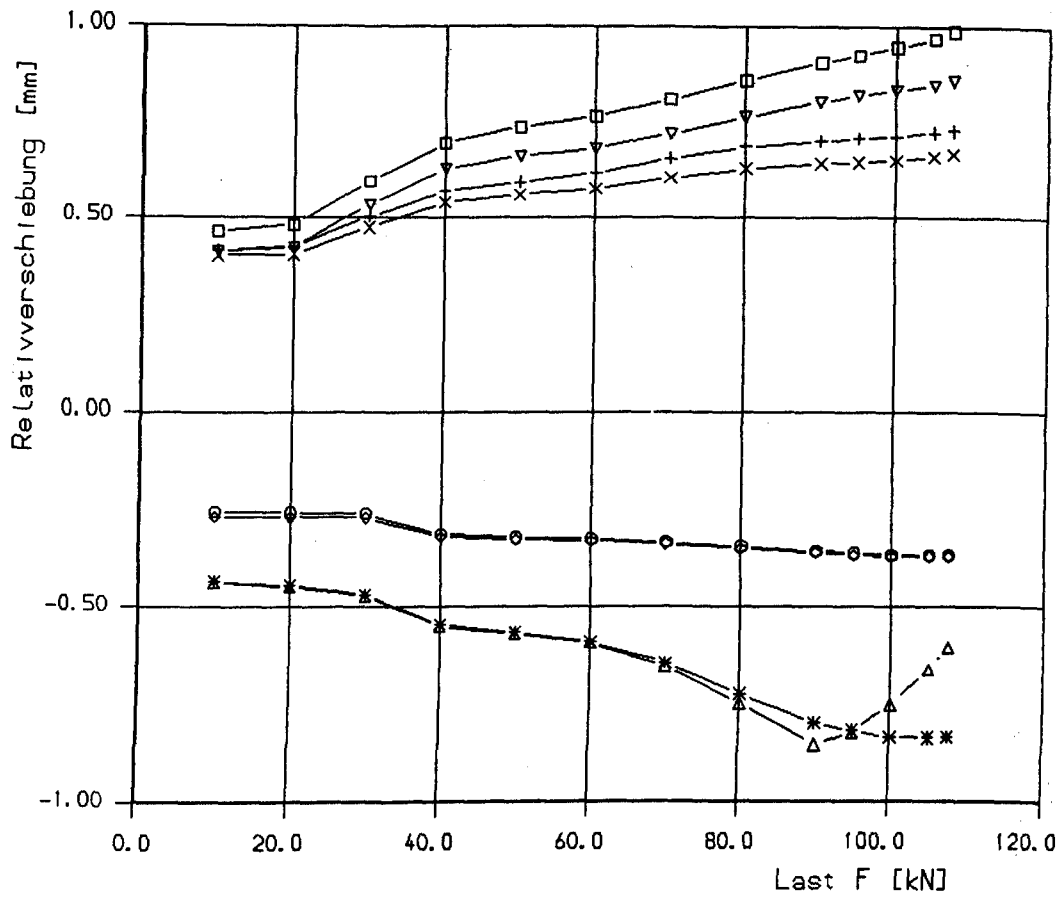
Hauptdehnungen im Stahl der Endverankerung berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



+ Alpha1, Auflager A  
x Alpha1, Auflager B

Bild 64:

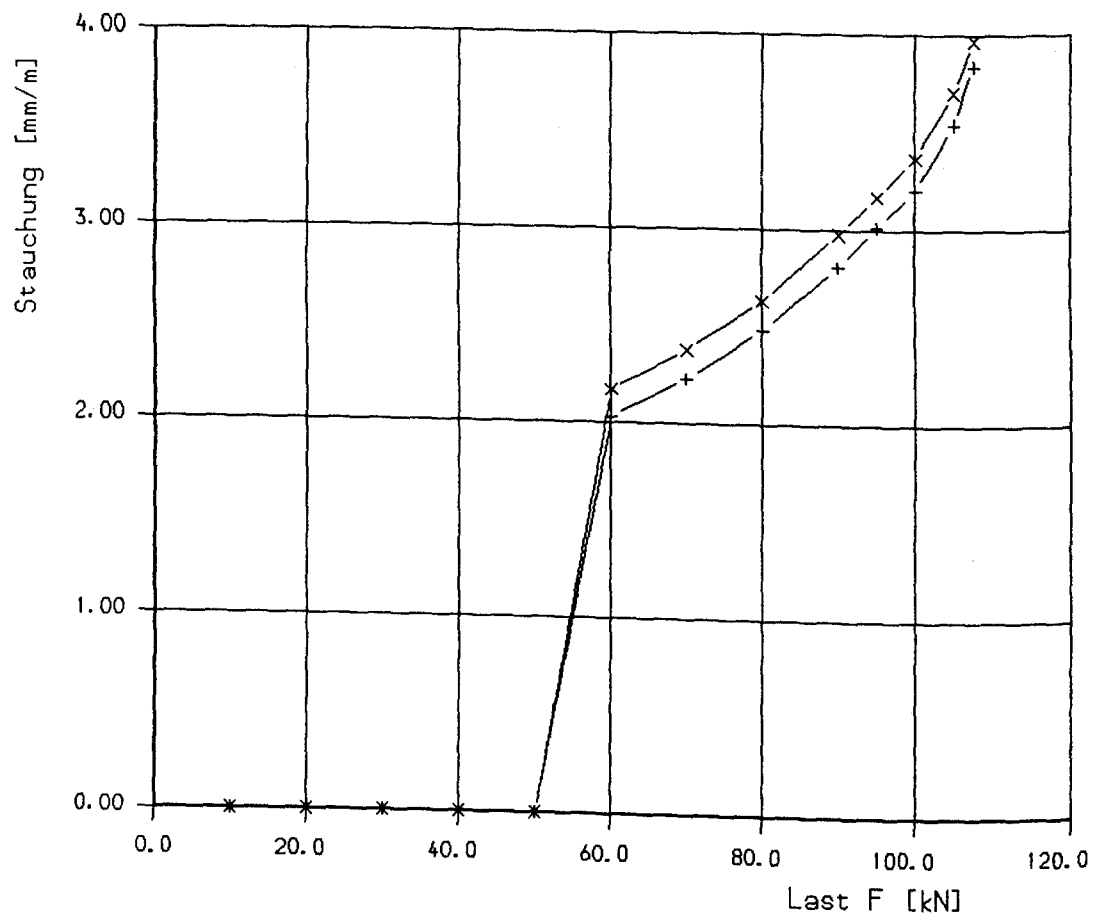
Neigung der Hauptzugspannung im Stahl der Endverankerung des Formstahls berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



- + Mess-Stelle W67, x = 60,0 cm
- x Mess-Stelle W68, x = 60,0 cm
- \* Mess-Stelle W69, x = 415,0 cm
- Δ Mess-Stelle W70, x = 415,0 cm
- ▽ Mess-Stelle W71, x = 177,5 cm
- Mess-Stelle W72, x = 177,5 cm
- ◇ Mess-Stelle W73, x = 297,5 cm
- Mess-Stelle W74, x = 297,5 cm

**Bild 65:**

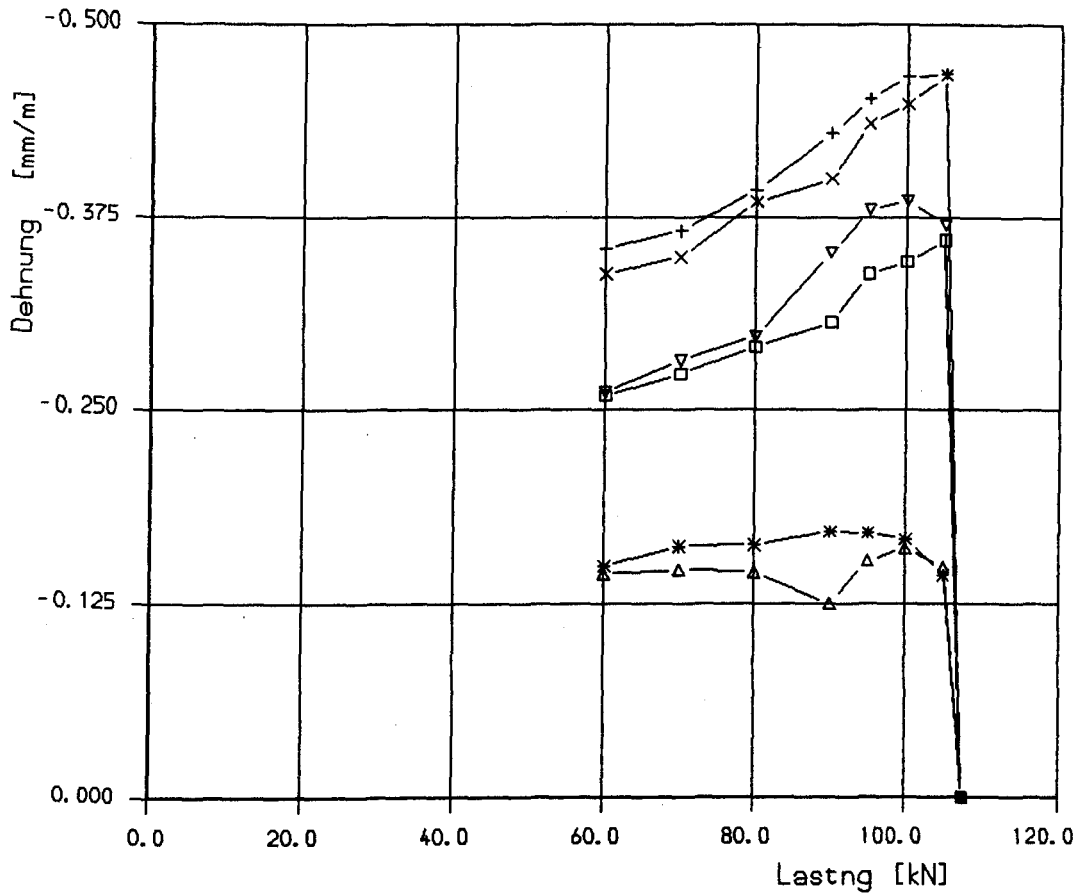
Gemessene Relativverschiebung in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



+ Mess-Stelle SD59,  $x = 237,5$  cm  
x Mess-Stelle SD60,  $x = 237,5$  cm

Bild 66:

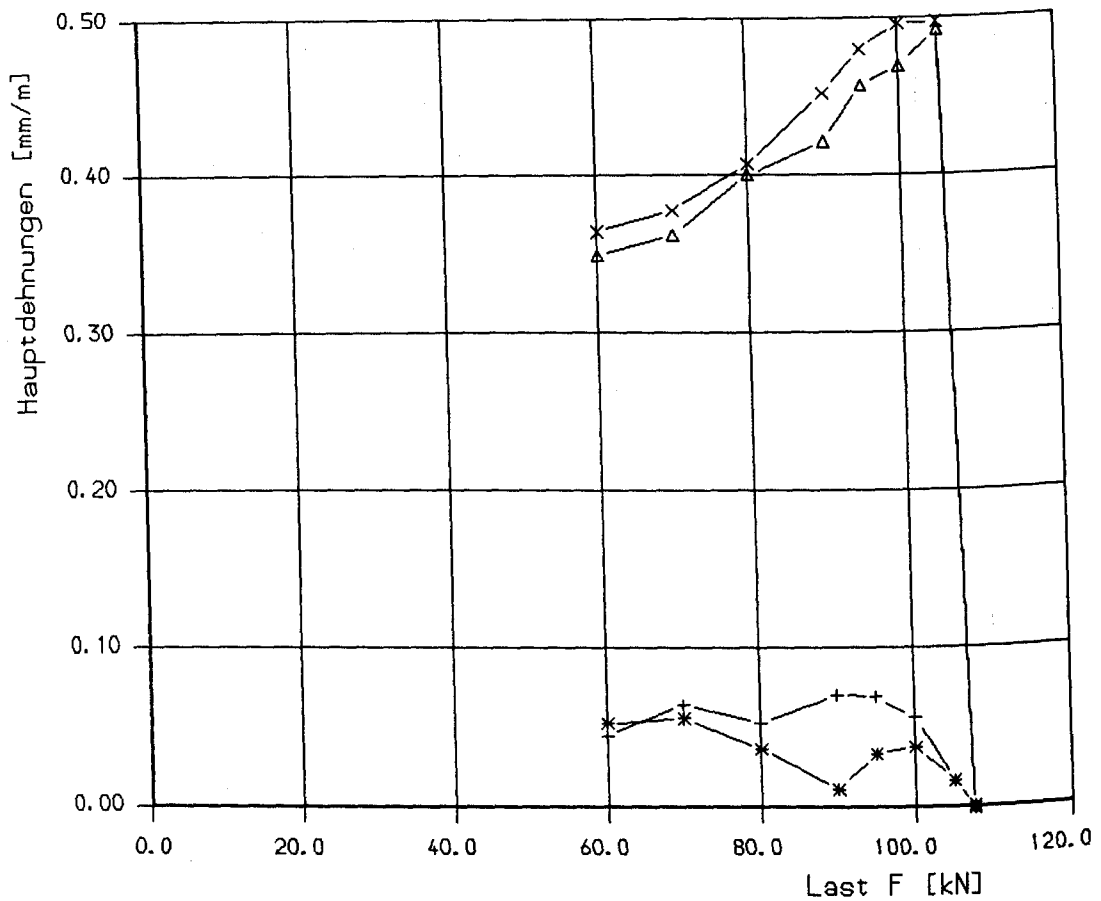
Gemessene Stauchung im Beton am oberen Rand der Biegedruckzone in Feldmitte von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle SD61,  $x = 30$  cm,  $\alpha = 45$
- x Mess-Stelle SD62,  $x = 445$  cm,  $\alpha = 135$
- \* Mess-Stelle SD63,  $x = 30$  cm,  $\alpha = 90$
- Δ Mess-Stelle SD64,  $x = 445$  cm,  $\alpha = 90$
- ▽ Mess-Stelle SD65,  $x = 30$  cm,  $\alpha = 0$
- Mess-Stelle SD66,  $x = 445$  cm,  $\alpha = 0$

**Bild 67:**

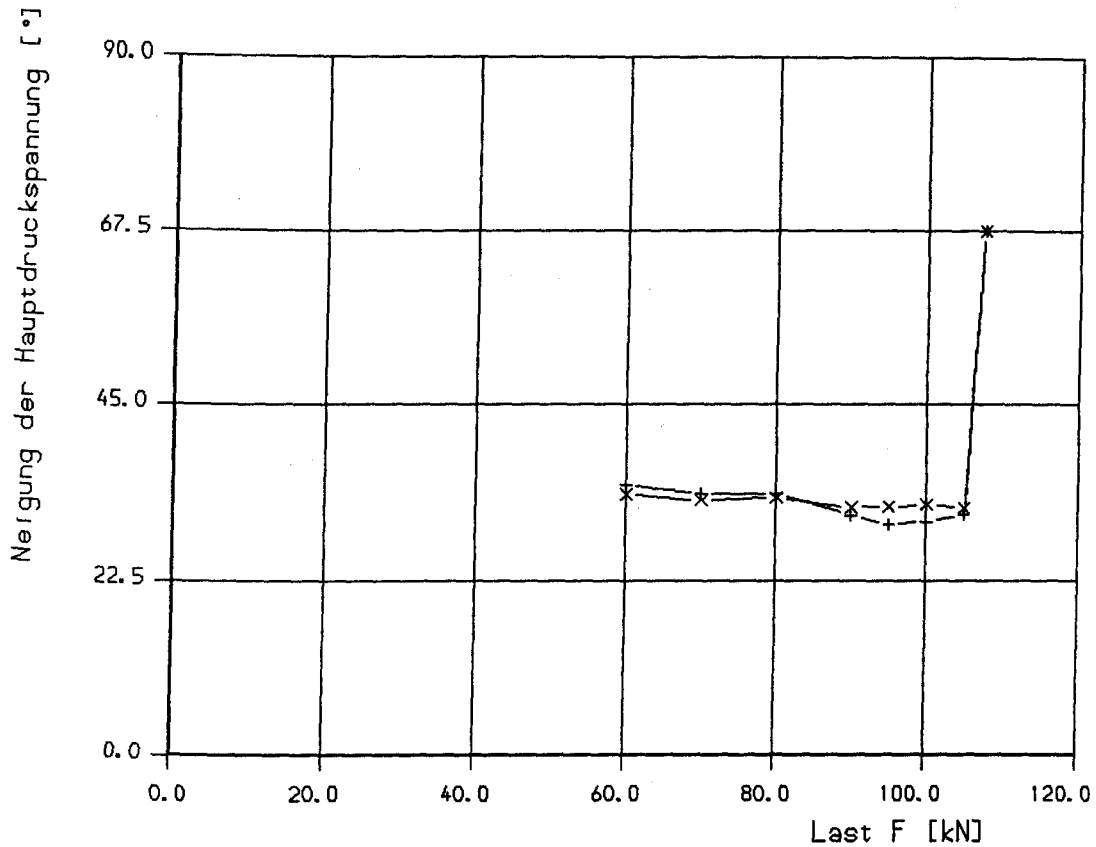
Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung am Beton der zur den Auflagern führenden geneigten Druckstreben von Balken 2, aufgetragen über der Last  $F$  (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



- + Eps1, Mess-Stellen SD61, SD63, SD65, x = 30 cm
- x Eps2, Mess-Stellen SD61, SD63, SD55, x = 30 cm
- \* Eps1, Mess-Stellen SD62, SD64, SD66, x = 445 cm
- Δ Eps2, Mess-Stellen SD62, SD64, SD66, x = 445 cm

**Bild 68:**

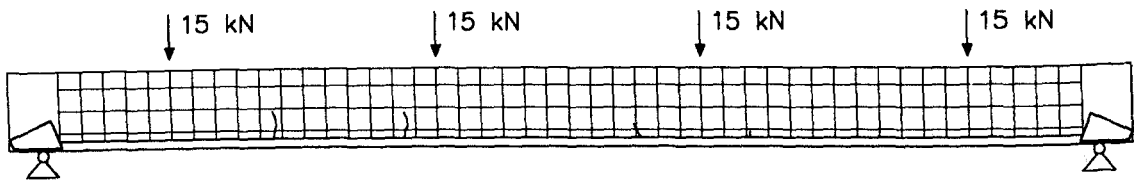
Hauptdehnungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 61 bis SD 66 von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



+ Alpha2, x = 30 cm  
x Alpha2, x = 445 cm, Werte gespiegelt

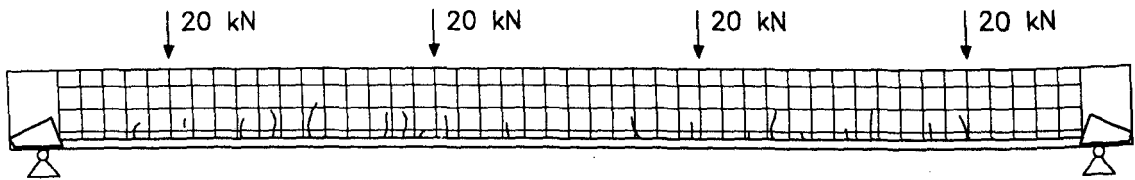
Bild 69:

Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 61 bis SD 66 von Balken 2, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



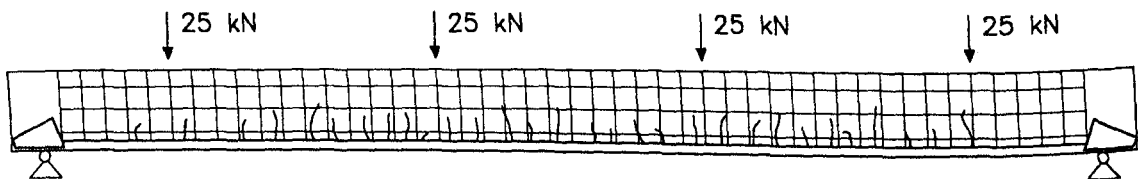
Laststufe L5

0 Lastwechsel



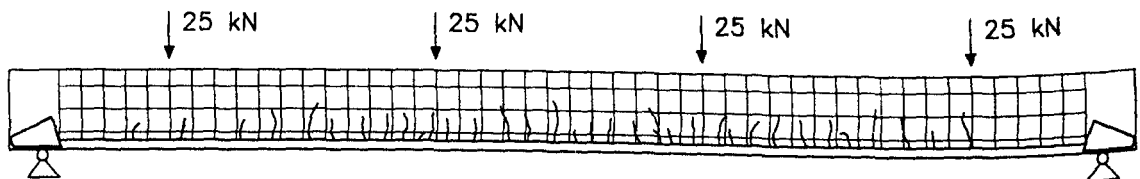
Laststufe L6

0 Lastwechsel



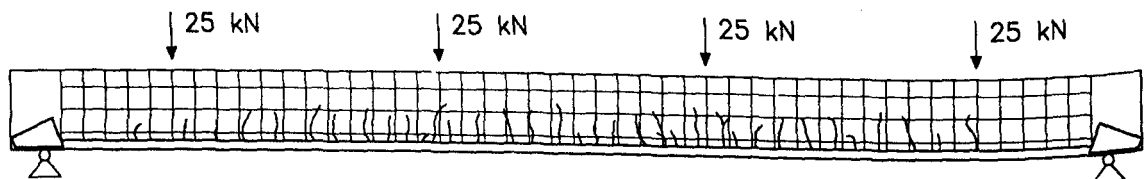
Laststufe L8

0 Lastwechsel



Laststufe L15

100 Lastwechsel



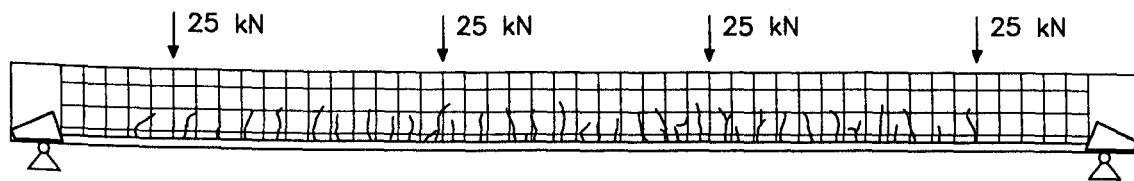
Laststufe L19

10 000 Lastwechsel

Bild 70:

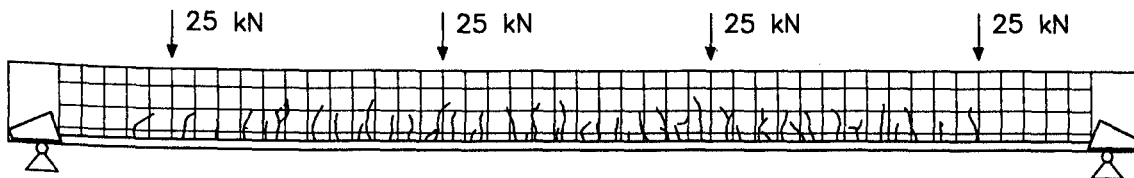
Von Balken 2 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).





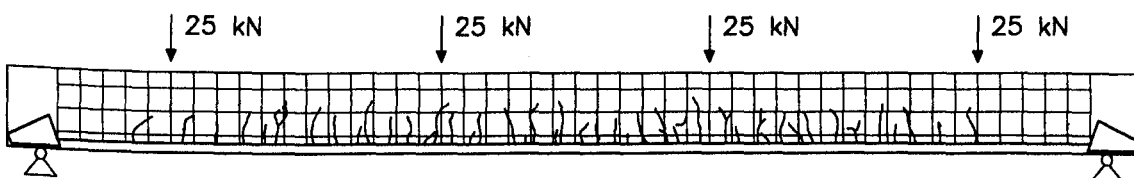
Laststufe L21

75 000 Lastwechsel



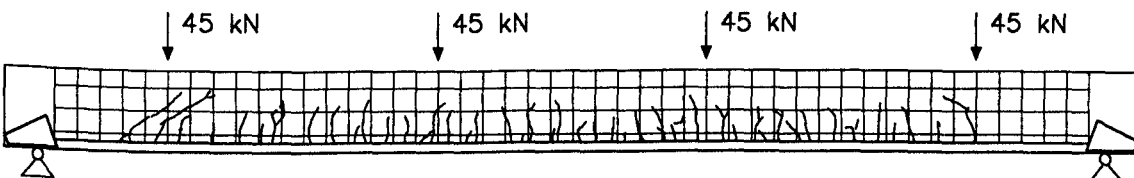
Laststufe L33

1 660 000 Lastwechsel



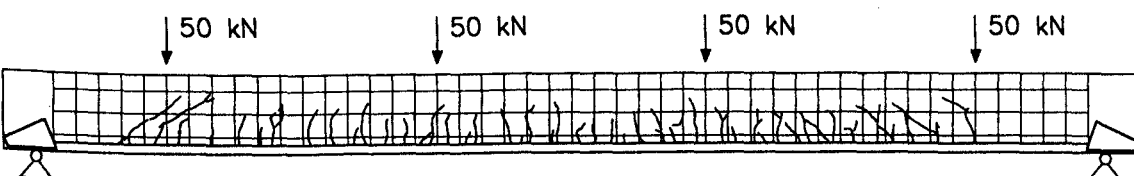
Laststufe L35

2 000 000 Lastwechsel



Laststufe L44

2 000 000 Lastwechsel



Laststufe L46

2 000 000 Lastwechsel

Bild 71:

Von Balken 2 abgezeichnetes Reißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

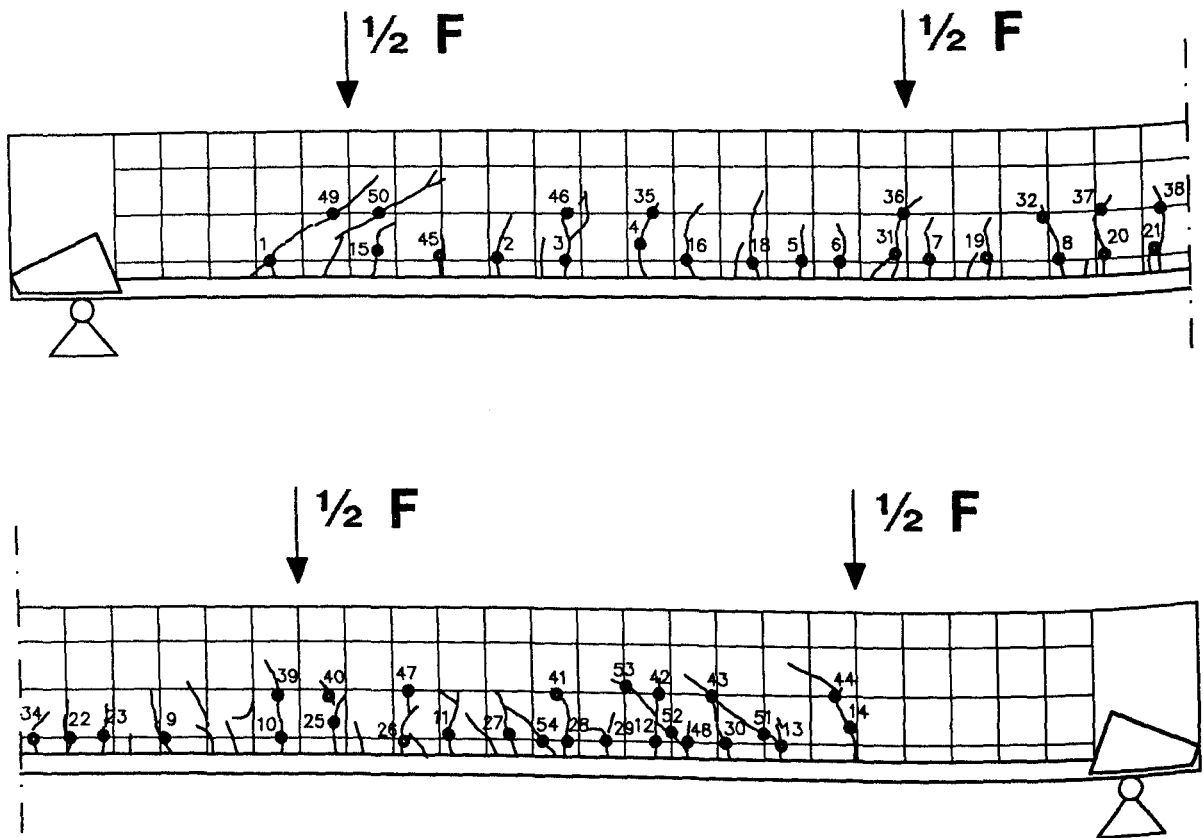


Bild 72:

Rißmeßstellen von Balken 2.

Lastwechsel	0	0	100	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	7.5*10 <sup>4</sup>	2.305*10 <sup>5</sup>	4.3*10 <sup>5</sup>
Laststufe	L6	L8	L15	L17	L19	L21	L23	L25
Last F [kN]	40	50	50	50	50	50	50	50
Rißmeßstellen-Nr.								
1	5	5	5	5	5	5	5	5
2	3	3	3	3	3	3	3	4
3	5	5	5	5	5	5	5	5
4	-	4	5	4	4	4	4	4
5	3	4	4	4	4	4	4	4
6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	3	4	4	4	4	4	4	4
8	4	5	5	6	6	6	6	6
9	4	4	4	4	5	5	5	5
10	5	5	6	6	7	7	7	7
11	4	4	4	4	4	4	4	4
12	4	4	4	5	5	5	5	5
13	4	4	4	4	5	5	5	5
14	-	5	5	5	5	5	5	6
15	-	3	3	3	3	3	3	3
16	-	4	4	4	4	4	4	4
17	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	2	-	2	2	2	2	2
19	-	6	7	7	7	7	7	7
20	-	3	3	3	3	3	3	3
21	-	3	3	4	4	4	4	4
22	-	4	5	5	5	5	5	5
23	-	4	4	4	5	5	5	5
24	-	4	5	5	6	6	6	6
25	-	6	6	6	6	6	6	6
26	-	4	4	4	4	4	4	4
27	-	3	3	4	4	4	4	4
28	-	5	6	6	6	6	6	5
29	-	5	5	5	5	5	5	5
30	-	5	5	5	5	5	5	5
31	-	-	2	2	2	2	2	2
32	-	-	2	3	3	3	3	3
33	-	-	2	3	3	3	3	3
34	-	-	3	3	3	4	4	4
35	-	-	-	-	5	5	5	5
36	-	-	-	-	2	3	3	3
37	-	-	-	-	2	2	2	2
38	-	-	-	-	2	2	2	2
39	-	-	-	-	4	4	4	4
40	-	-	-	-	2	2	2	2
41	-	-	-	-	3	3	4	4
42	-	-	-	-	3	3	3	3
43	-	-	-	-	3	3	3	3
44	-	-	-	-	3	3	3	3
45	-	-	-	-	3	3	3	3
46	-	-	-	-	-	2	2	2
47	-	-	-	-	-	2	3	3
48	-	-	-	-	-	2	2	2

Tabelle 3:

Gemessene Rißbreiten von Balken 2 in [<sup>1</sup>/mm]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 72).

Lastwechsel	$7.4 \cdot 10^5$	$10^6$	$1.35 \cdot 10^6$	$1.66 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$
Laststufe	L27	L29	L31	L33	L35	L42	L44	L46
Last F [kN]	50	50	50	50	50	70	90	100
Rißmeßstellen-Nr.								
1	5	5	5	5	5	6	20	30
2	4	4	4	5	5	6	6	8
3	5	5	5	5	6	6	8	8
4	4	4	4	5	5	5	6	7
5	4	5	5	5	5	6	8	10
6	6	6	6	6	7	10	12	14
7	4	4	4	5	5	6	10	11
8	6	6	6	6	6	6	6	6
9	5	5	5	5	5	7	10	12
10	8	8	8	9	10	12	15	18
11	4	4	4	4	4	4	4	5
12	5	5	6	6	6	7	10	10
13	5	4	5	5	5	5	5	5
14	6	6	6	6	6	7	16	24
15	3	3	3	4	4	5	6	6
16	4	4	4	4	4	5	6	7
17	-	-	-	-	-	-	-	-
18	2	2	2	2	2	2	3	3
19	7	7	7	7	7	9	12	15
20	3	3	3	3	3	3	3	3
21	4	4	4	4	-	5	7	10
22	6	6	6	6	6	8	12	14
23	5	5	5	5	6	6	10	12
24	6	6	6	6	6	7	10	11
25	6	6	6	6	6	7	7	10
26	4	4	4	4	4	4	4	4
27	4	4	4	4	4	4	4	4
28	6	6	6	6	6	6	7	7
29	5	5	5	6	6	7	10	10
30	5	5	6	6	6	6	8	8
31	2	2	2	2	2	2	2	2
32	3	3	3	3	3	3	4	4
33	3	3	3	3	3	4	5	6
34	4	4	4	4	4	6	8	10
35	5	6	6	6	6	6	6	10
36	3	3	3	3	3	3	4	4
37	2	2	2	2	-	2	2	2
38	2	2	2	2	2	2	2	2
39	4	4	4	4	4	4	4	5
40	3	3	3	3	3	3	5	7
41	4	4	4	4	4	4	4	4
42	3	3	3	4	4	4	4	4
43	3	3	3	3	3	3	4	8
44	3	3	3	3	4	4	4	4
45	3	3	3	3	3	4	5	5
46	2	2	2	2	2	2	2	2
47	3	3	3	3	3	3	4	4
48	2	2	2	2	2	2	2	2
49	-	-	-	-	-	-	12	20
50	-	-	-	-	-	-	7	14
51	-	-	-	-	-	-	-	10
52	-	-	-	-	-	-	-	8
53	-	-	-	-	-	-	-	5
54	-	-	-	-	-	-	-	12

Tabelle 4:

Gemessene Rißbreiten von Balken 2 in [ $1/\text{mm}$ ]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 72).

#### 4.4.3. Balken 3

Unter rechnerischer Gebrauchslast ( $\approx$  Laststufe mit  $F = 60$  kN) ergaben die Messungen in Feldmitte  $0,76 \text{ ‰}$  Betonstauchung (Meßwert für  $F = 53$  kN),  $1,08 \text{ ‰}$  Betonstahldehnung,  $1,18 \text{ ‰}$  Formstahldehnung, eine max. Rißbreite von  $0,12$  mm (Meßwert für  $F = 53$  kN) und eine Mittendurchbiegung von  $14,6$  mm, auf die Spannweite bezogen entspricht dieser Wert  $1/325$ . An den Stäben der Betonstahlmatte vor den Auflagern wurde bei dieser Laststufe eine maximale Dehnung von  $0,32 \text{ ‰}$  gemessen.

Die Ausbildung dieses Balken war, von der breiteren Biegedruckzone abgesehen, mit Balken 1 identisch. Erwartungsgemäß erreichte dieser Balken mit  $M_u = 155,8$  kNm ein größeres Bruchmoment ( $F_u = 127,5$  kN + Eigengew.) als Balken 1. Auch bei diesem Balken war die Standzeit unter der Bruchlast für eine Messung zu kurz. Die letzte Messung vor dem Bruch erfolgte bei  $F = 125$  kN und ergab in Feldmitte  $4,14 \text{ ‰}$  Betonstauchung,  $3,03 \text{ ‰}$  Betonstahldehnung und  $6,45 \text{ ‰}$  Formstahldehnung sowie eine max. Rißweite von  $0,44$  mm (Meßwert für  $F = 117,5$  kN) an einem Schubriß gemessen. Die Dehnung der Stäbe der Betonstahlmatte erreichte vor den Auflagern maximale Werte von  $0,98 \text{ ‰}$ . Wie in den vorangegangenen Versuchen war Betonversagen in der Biegedruckzone die Bruchursache.

Die Meßergebnisse sind in den Tabellen 5, 6, A 43 bis A 54 und — auf den Bildern 73 bis 93 dargestellt.

Die im Vergleich zu Versuchsbalken 1 breitere Biegedruckzone des Balkens 3 verhinderte wirkungsvoll ein frühzeitiges Versagen der Betondruckzone, wie es bei Balken 1 beobachtet wurde.

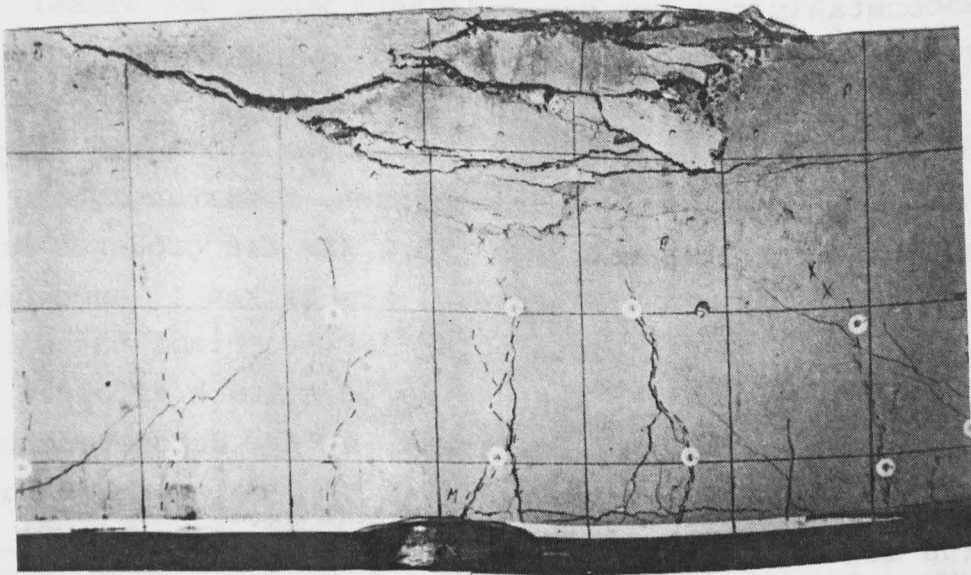
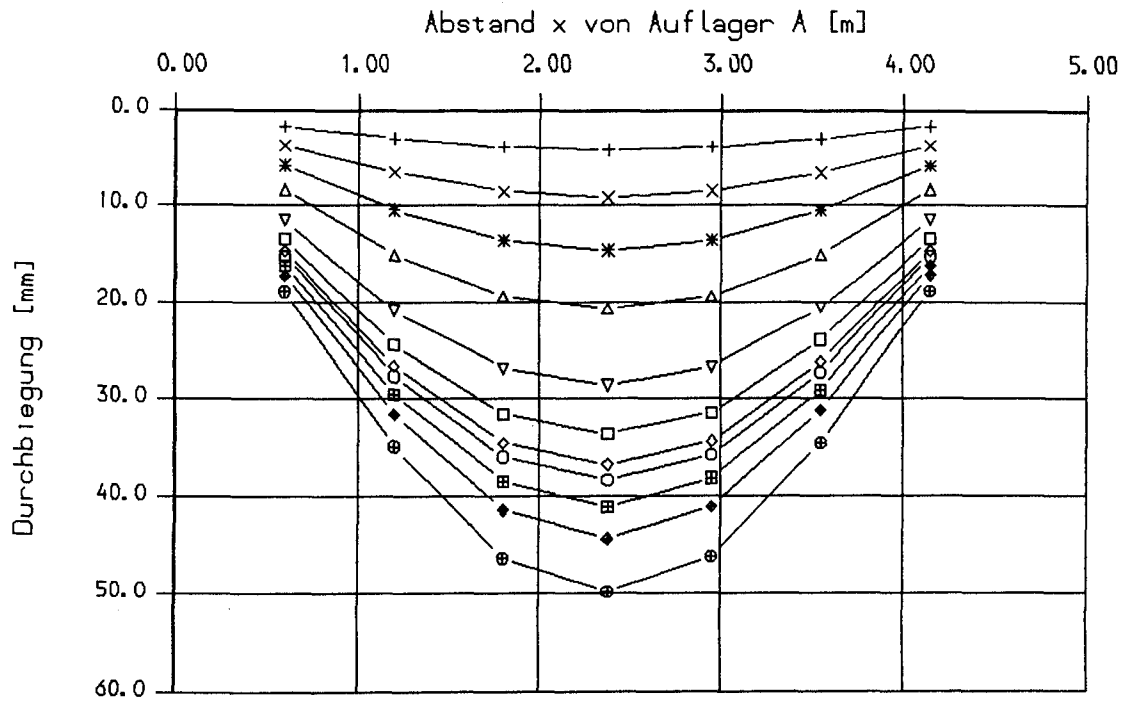


Bild 73:

Abbildung des Bruchbildes in der Biegedruckzone des Balkens 3.



- + Laststufe 4,  $F = 20,0 \text{ kN}$
- x Laststufe 6,  $F = 40,0 \text{ kN}$
- \* Laststufe 9,  $F = 60,0 \text{ kN}$
- Δ Laststufe 11,  $F = 80,0 \text{ kN}$
- ∇ Laststufe 14,  $F = 100,0 \text{ kN}$
- Laststufe 16,  $F = 110,0 \text{ kN}$
- ◇ Laststufe 17,  $F = 115,0 \text{ kN}$
- Laststufe 18,  $F = 117,5 \text{ kN}$
- ⊞ Laststufe 19,  $F = 120,0 \text{ kN}$
- ◆ Laststufe 20,  $F = 122,5 \text{ kN}$
- ⊕ Laststufe 21,  $F = 125,0 \text{ kN}$

**Bild 74:**

Gemessene Durchbiegung von Balken 3, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

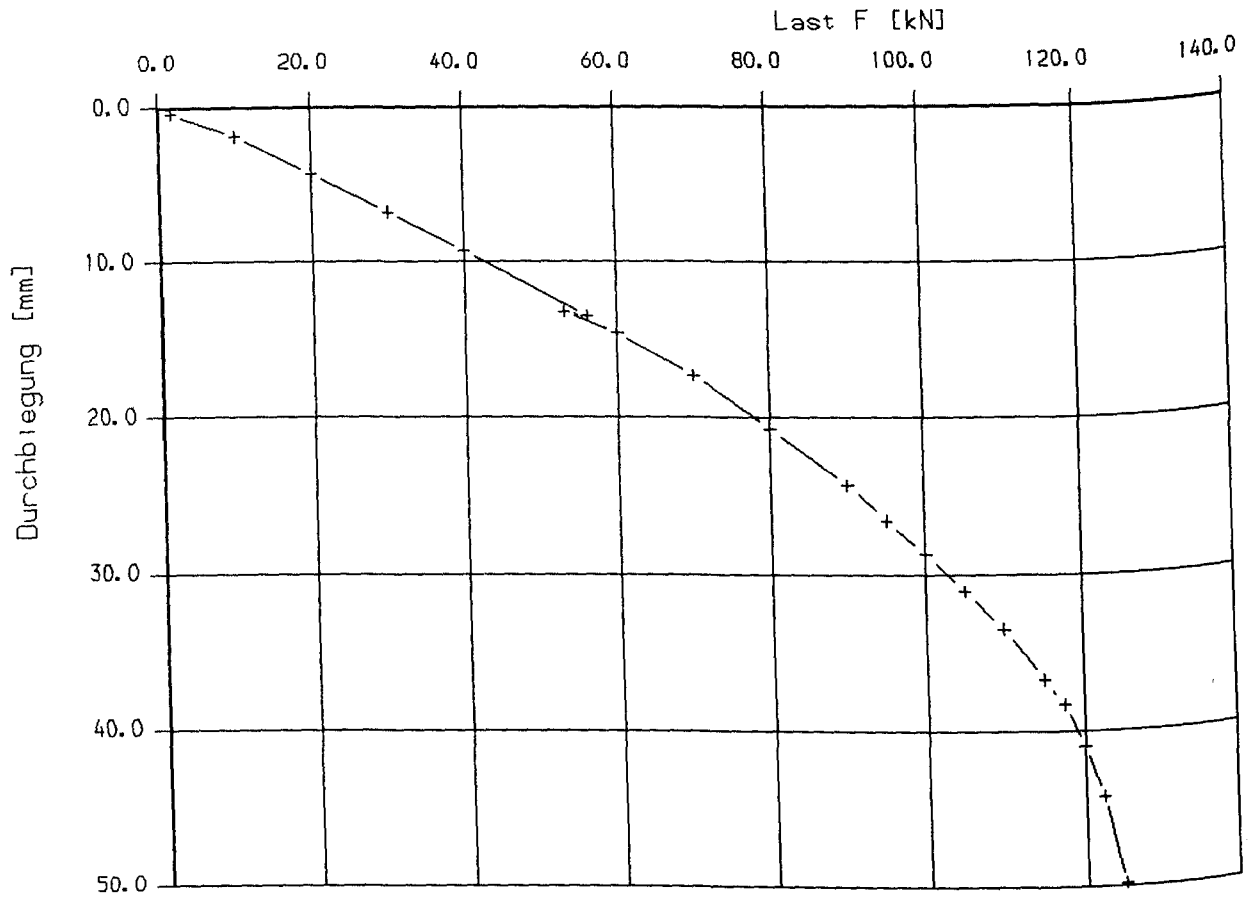
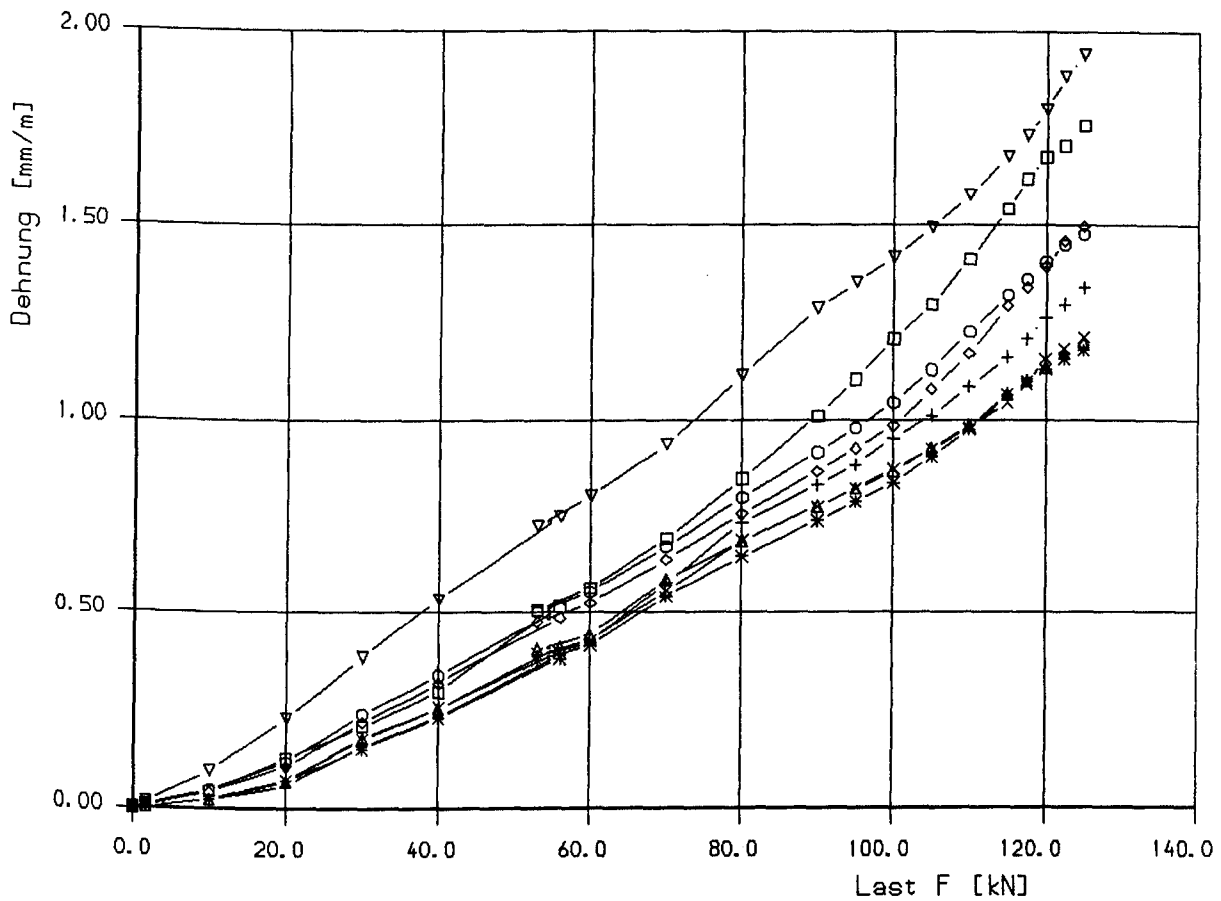


Bild 75:

Gemessene Mittendurchbiegung von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

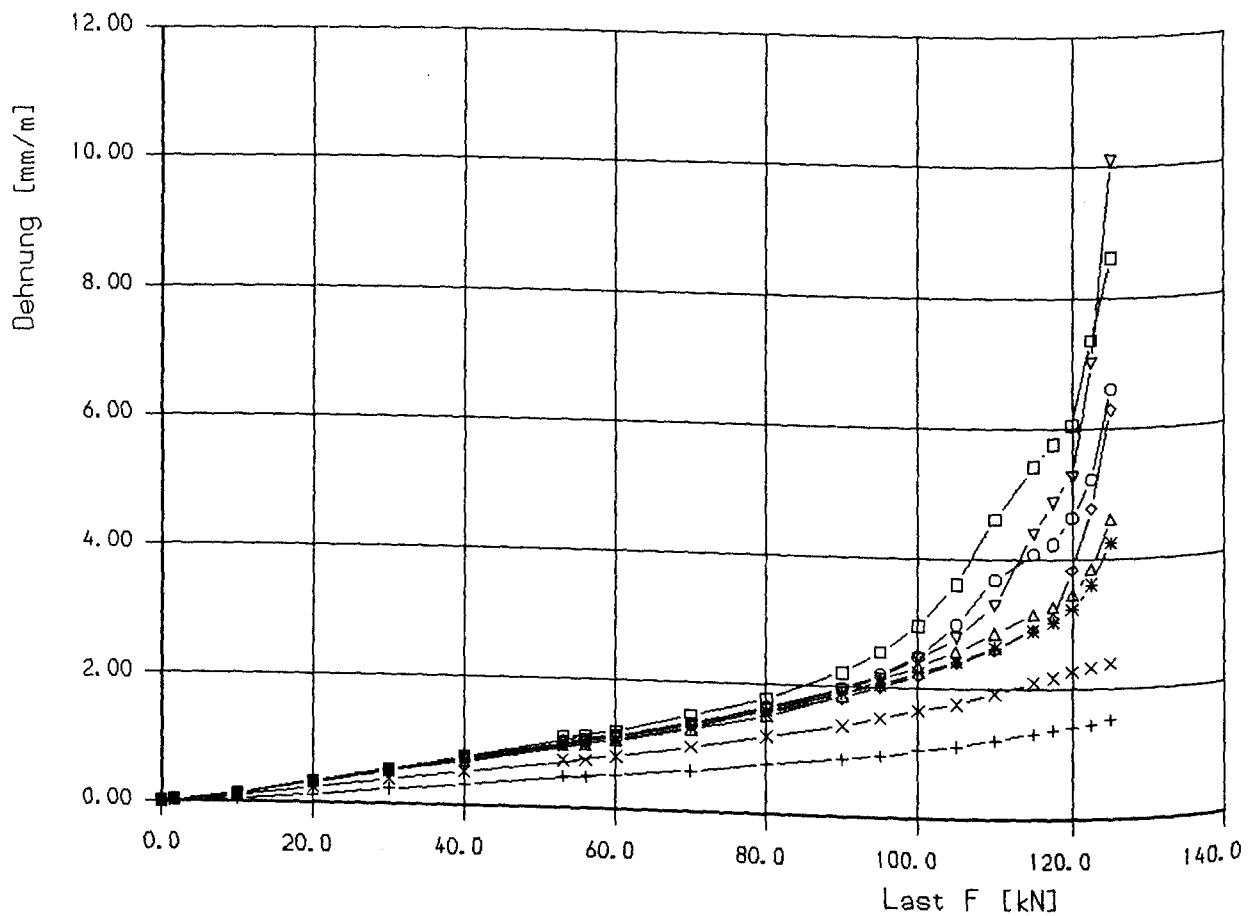




- + Mess-Stelle DS35,  $x = 30$  cm
- x Mess-Stelle DS36,  $x = 30$  cm
- \* Mess-Stelle DS37,  $x = 445$  cm
- Δ Mess-Stelle DS38,  $x = 445$  cm
- ∇ Mess-Stelle DS39,  $x = 60$  cm
- Mess-Stelle DS40,  $x = 60$  cm
- ◇ Mess-Stelle DS41,  $x = 415$  cm
- Mess-Stelle DS42,  $x = 415$  cm

Bild 76:

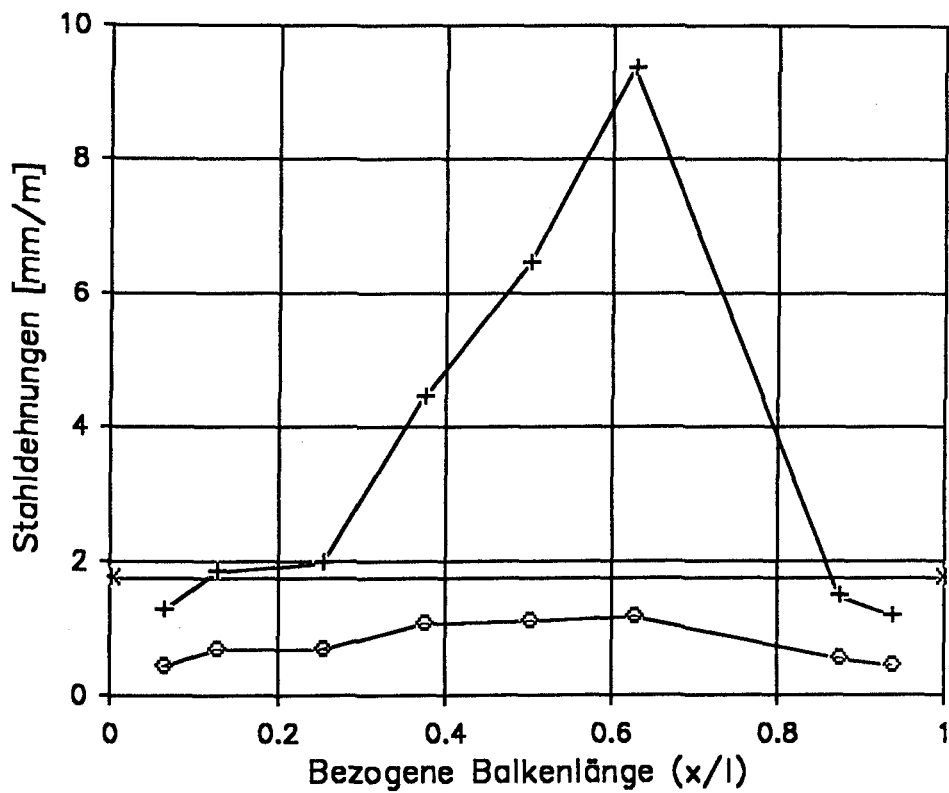
Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- + Mess-Stelle DS43,  $x = 120,0$  cm
- x Mess-Stelle DS44,  $x = 120,0$  cm
- \* Mess-Stelle DS45,  $x = 177,5$  cm
- Δ Mess-Stelle DS46,  $x = 177,5$  cm
- ▽ Mess-Stelle DS47,  $x = 297,5$  cm
- Mess-Stelle DS48,  $x = 297,5$  cm
- ◇ Mess-Stelle DS49,  $x = 237,5$  cm
- o Mess-Stelle DS50,  $x = 237,5$  cm

**Bild 77:**

Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



○  $F = 60$  kN

+  $F = 125$  kN

\* Streckgrenze

Bild 78:

Gemessene Dehnung des Formstahls von Balken 3, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

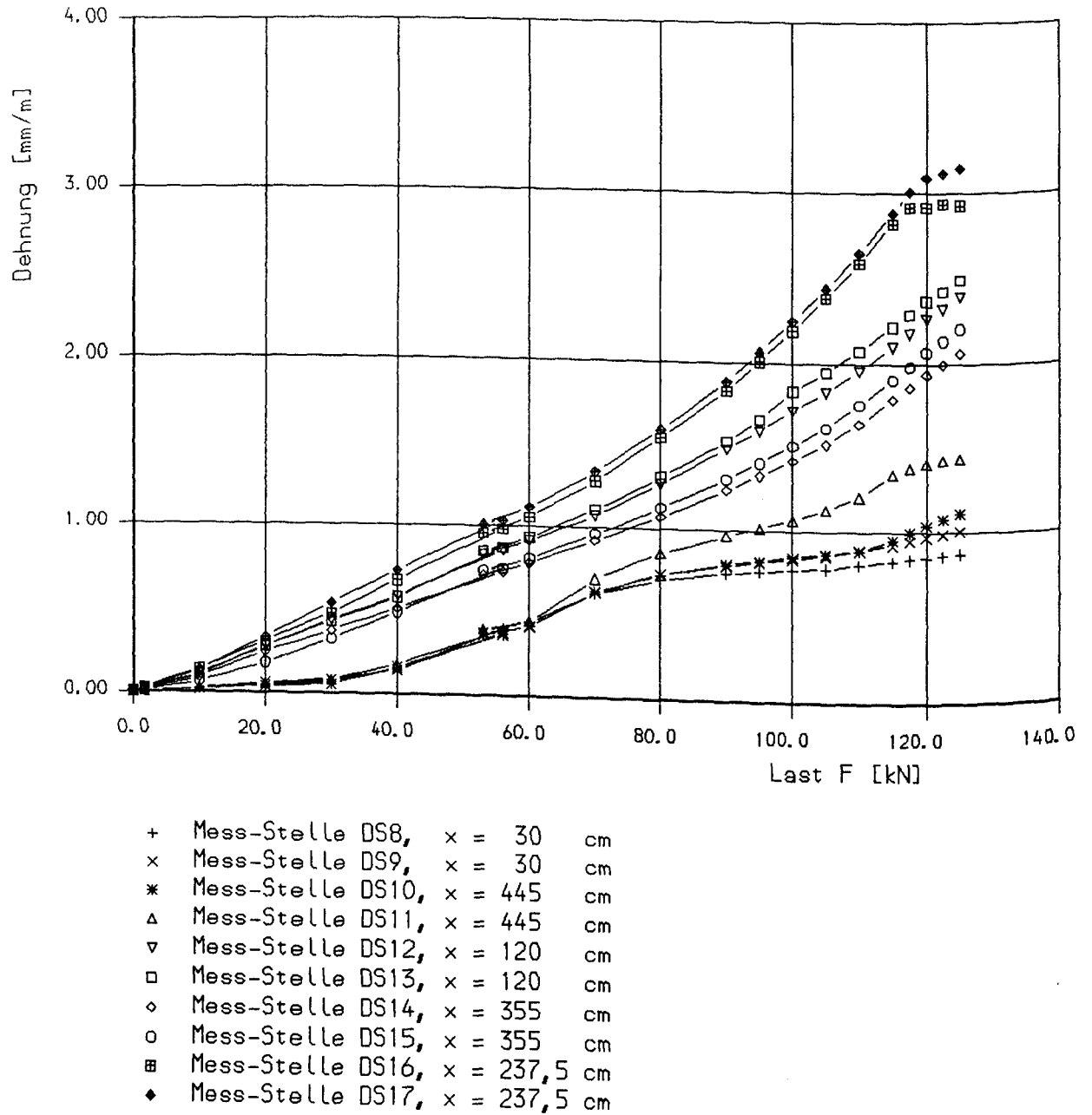
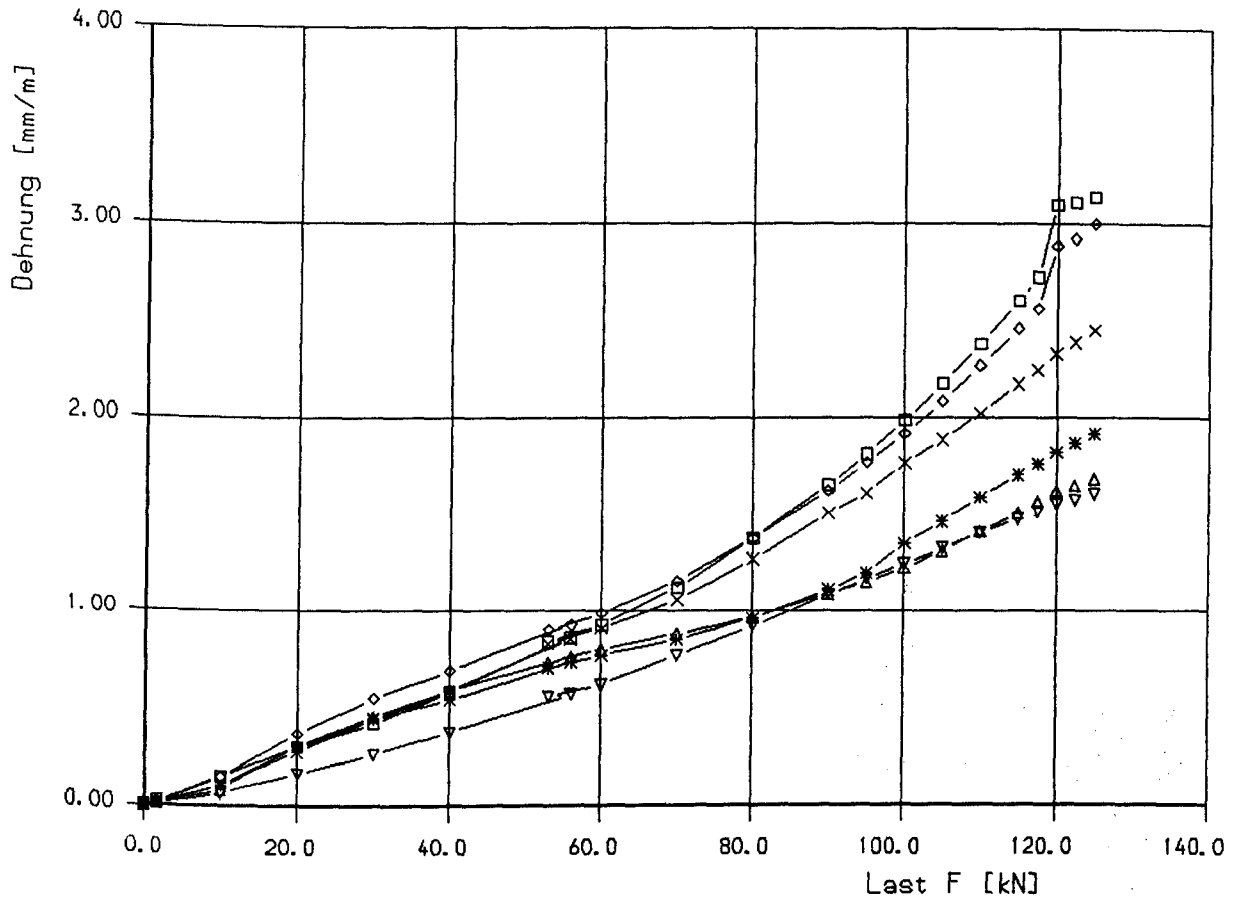


Bild 79:

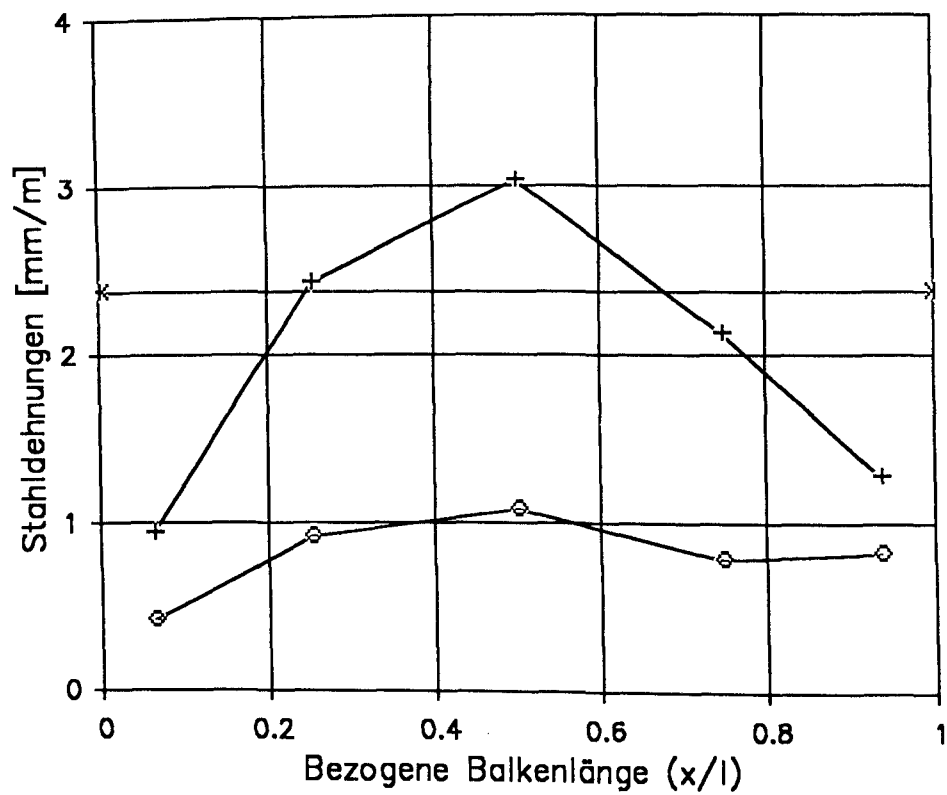
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- x Mess-Stelle DS18, x = 120 cm
- \* Mess-Stelle DS19, x = 120 cm
- Δ Mess-Stelle DS20, x = 335 cm
- ▽ Mess-Stelle DS21, x = 335 cm
- Mess-Stelle DS22, x = 237,5 cm
- ◇ Mess-Stelle DS23, x = 237,5 cm

**Bild 80:**

Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (2. Lage) von Balken 3, aufgetragen über der Balkenlänge (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



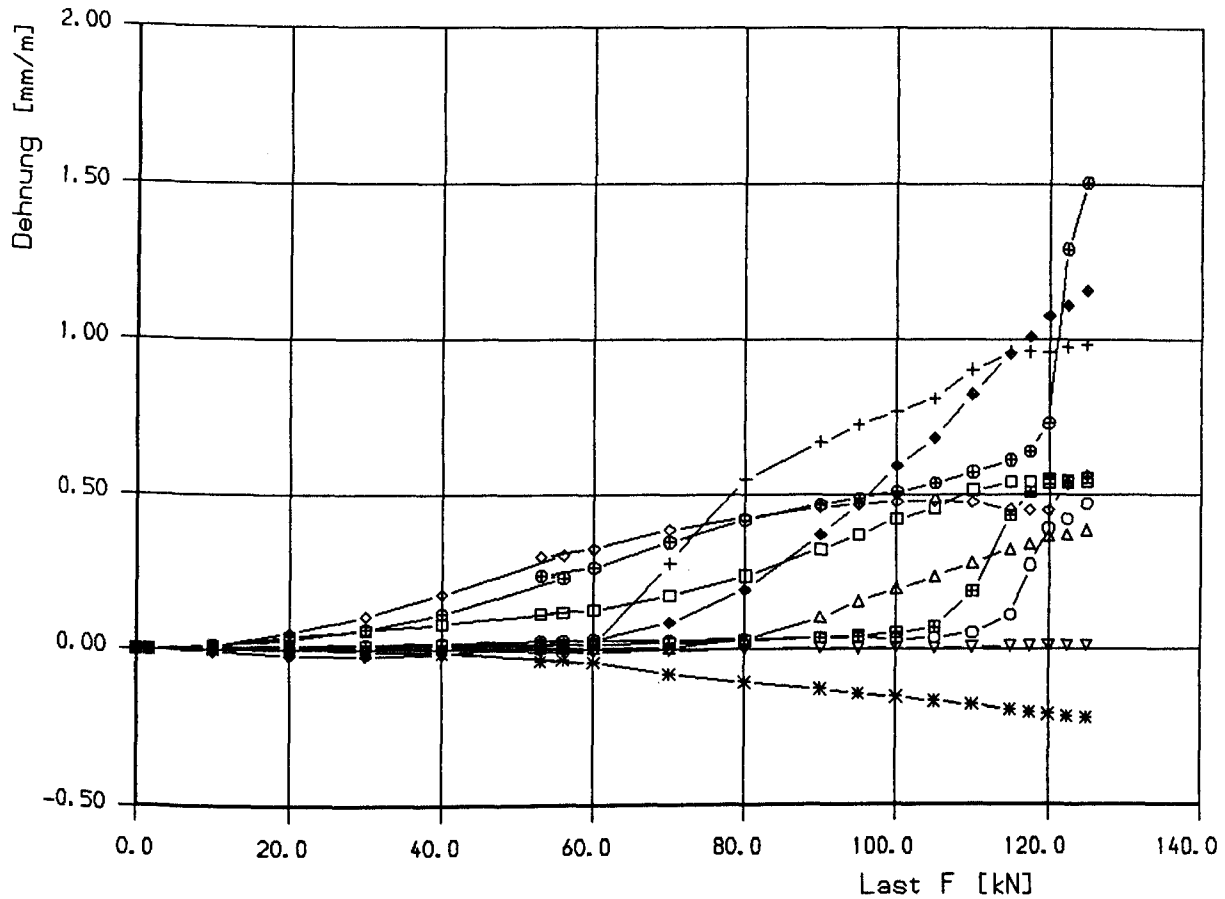
⊙ F = 60 kN

+ F = 125 kN

\* Streckgrenze

Bild 81:

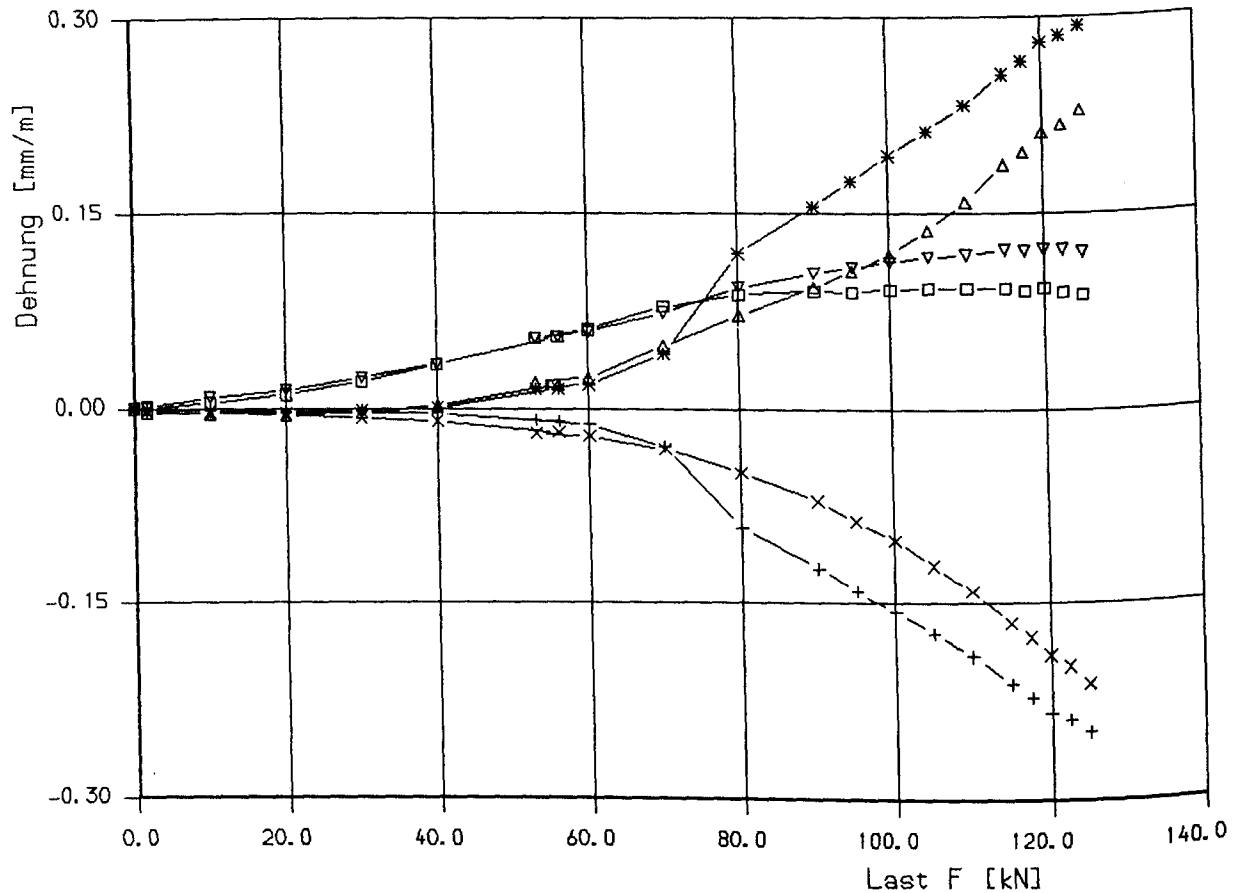
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



- + Mess-Stelle DS25,  $x = 30$  cm, am mittl. Laengsstab
- \* Mess-Stelle DS26,  $x = 445$  cm, am mittl. Laengsstab
- $\Delta$  Mess-Stelle DS27,  $x = 30$  cm, oben am Vertikalstab
- $\nabla$  Mess-Stelle DS28,  $x = 445$  cm, oben am Vertikalstab
- $\square$  Mess-Stelle DS29,  $x = 90$  cm, am mittl. Laengsstab
- $\diamond$  Mess-Stelle DS30,  $x = 385$  cm, am mittl. Laengsstab
- $\circ$  Mess-Stelle DS31,  $x = 90$  cm, oben am Vertikalstab
- $\boxplus$  Mess-Stelle DS32,  $x = 385$  cm, oben am Vertikalstab
- $\blacklozenge$  Mess-Stelle DS33,  $x = 90$  cm, unten am Vertikalstab
- $\oplus$  Mess-Stelle DS34,  $x = 385$  cm, unten am Vertikalstab

**Bild 82:**

Gemessene Dehnung an den Stäben der Betonstahlmatte von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

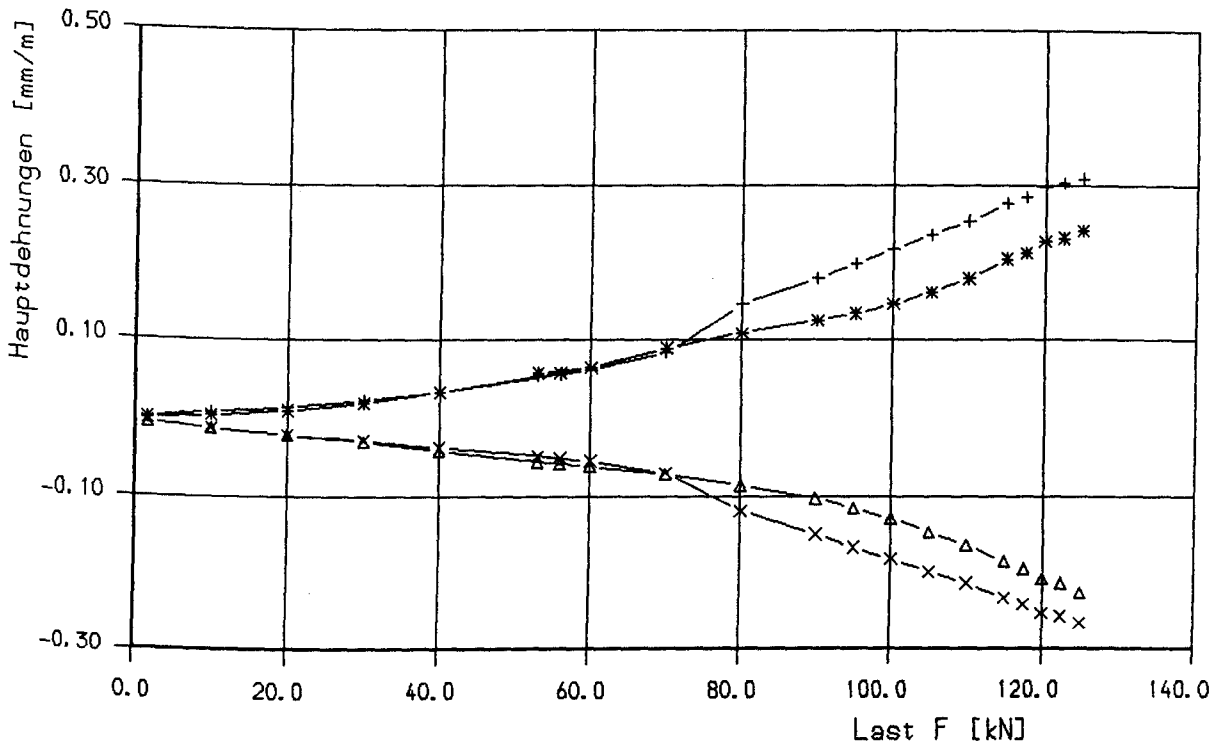


- + Mess-Stelle DS52, Auflager A,  $\alpha = 26,6$
- x Mess-Stelle DS53, Auflager B,  $\alpha = 153,6$
- \* Mess-Stelle DS54, Auflager A,  $\alpha = 116,6$
- Δ Mess-Stelle DS55, Auflager B,  $\alpha = 63,4$
- ∇ Mess-Stelle DS56, Auflager A,  $\alpha = 161,6$
- Mess-Stelle DS57, Auflager B,  $\alpha = 18,4$

### Bild 83:

Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung im Stahl der Endverankerung des Formstahls von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

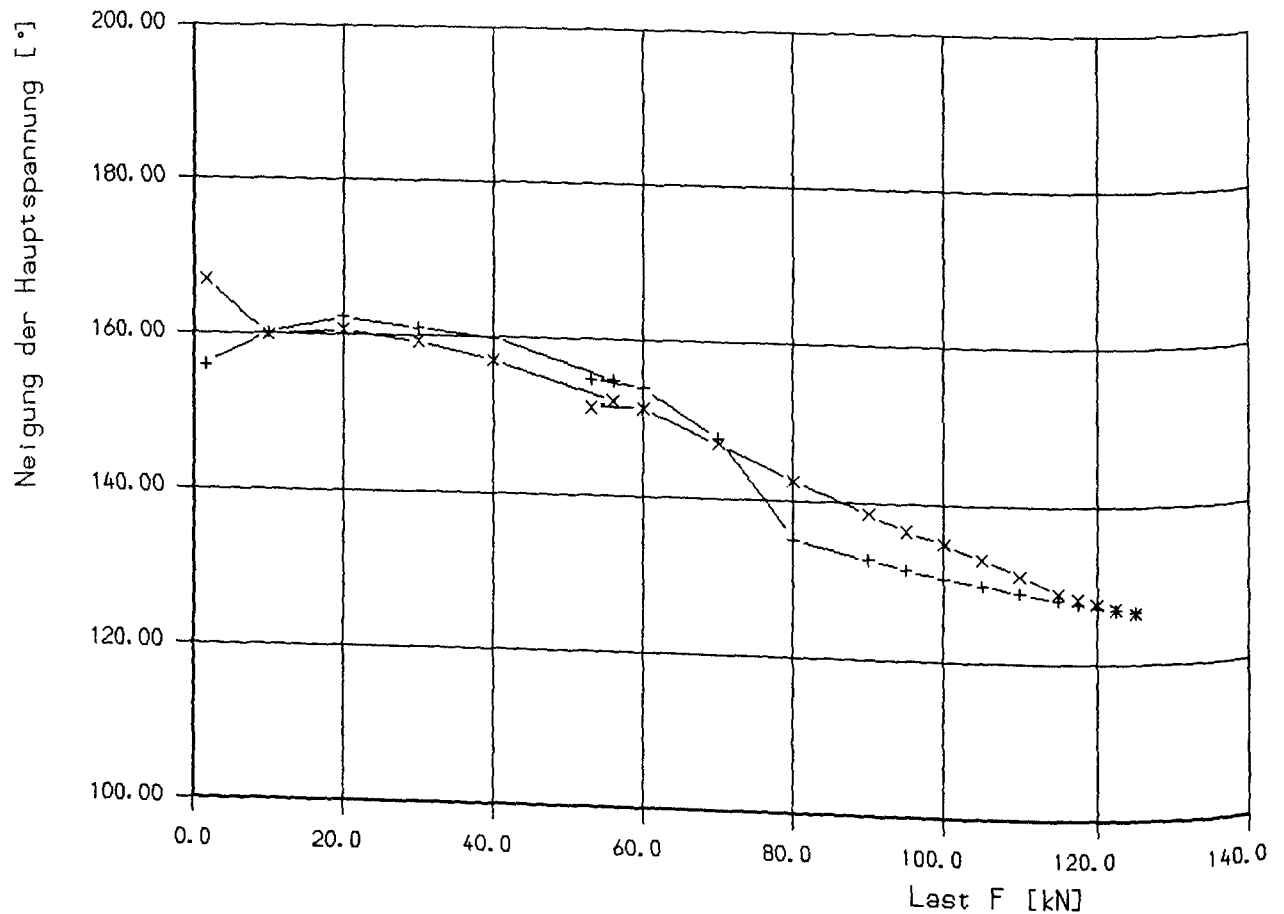




- + Eps1, Auflager A
- x Eps2, Auflager A
- \* Eps1, Auflager B
- Δ Eps2, Auflager B

**Bild 84:**

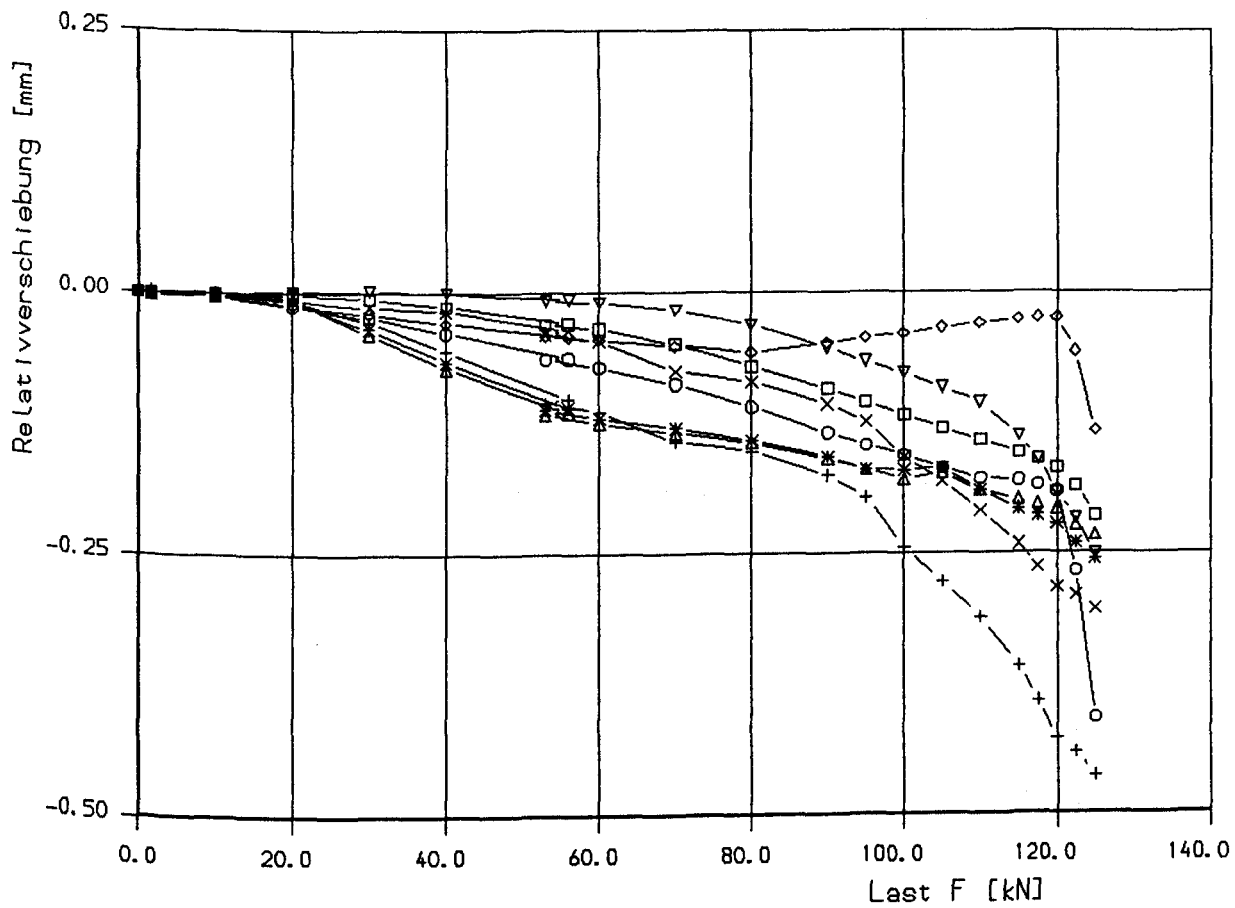
Hauptdehnungen im Stahl der Endverankerung berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



+ Alpha1, Auflager A  
x Alpha1, Auflager B

**Bild 85:**

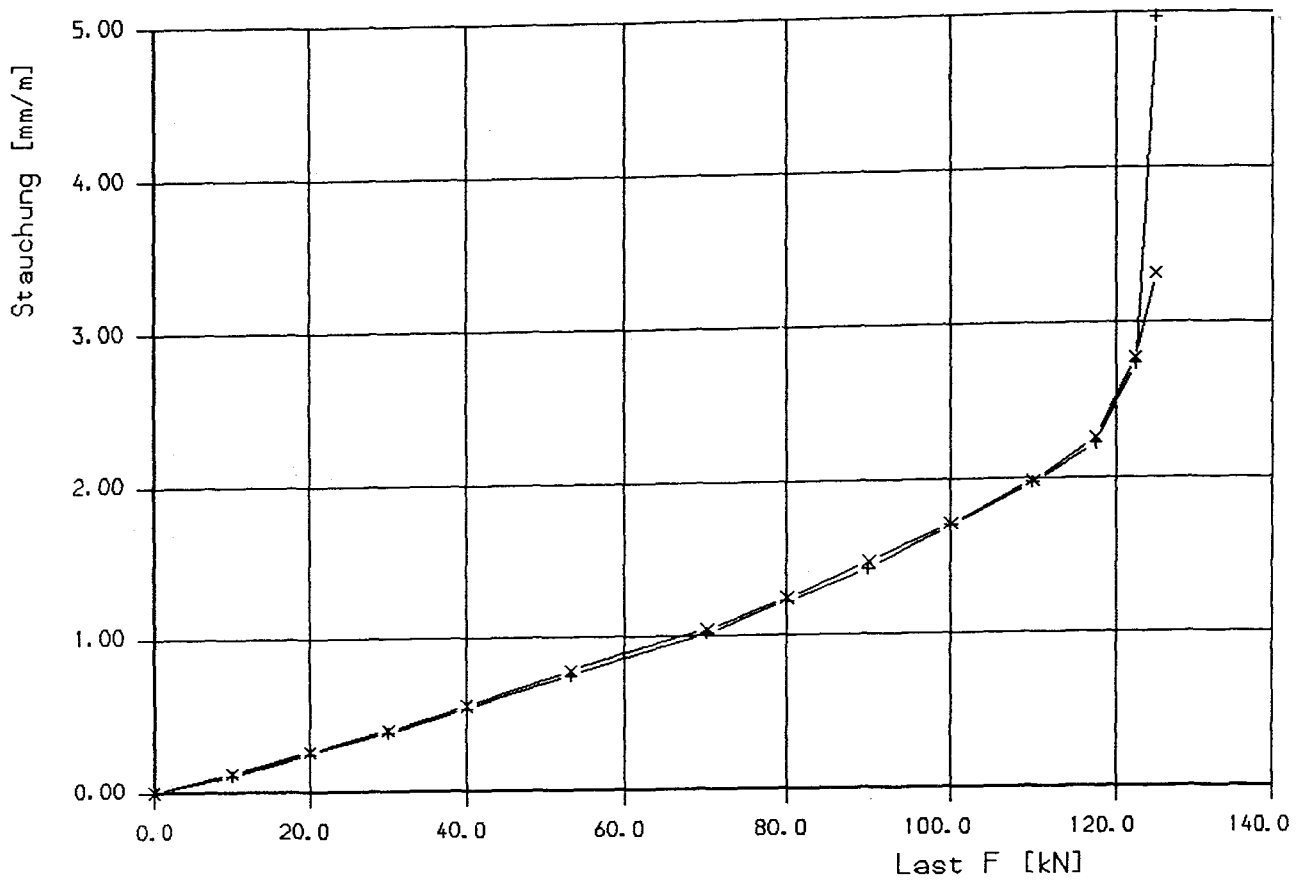
Neigung der Hauptzugspannung im Stahl der Endverankerung des Formstahls berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



- + Mess-Stelle W67,  $x = 60,0$  cm
- x Mess-Stelle W68,  $x = 60,0$  cm
- \* Mess-Stelle W69,  $x = 415,0$  cm
- Δ Mess-Stelle W70,  $x = 415,0$  cm
- ▽ Mess-Stelle W71,  $x = 177,5$  cm
- Mess-Stelle W72,  $x = 177,5$  cm
- ◇ Mess-Stelle W73,  $x = 297,5$  cm
- Mess-Stelle W74,  $x = 297,5$  cm

**Bild 86:**

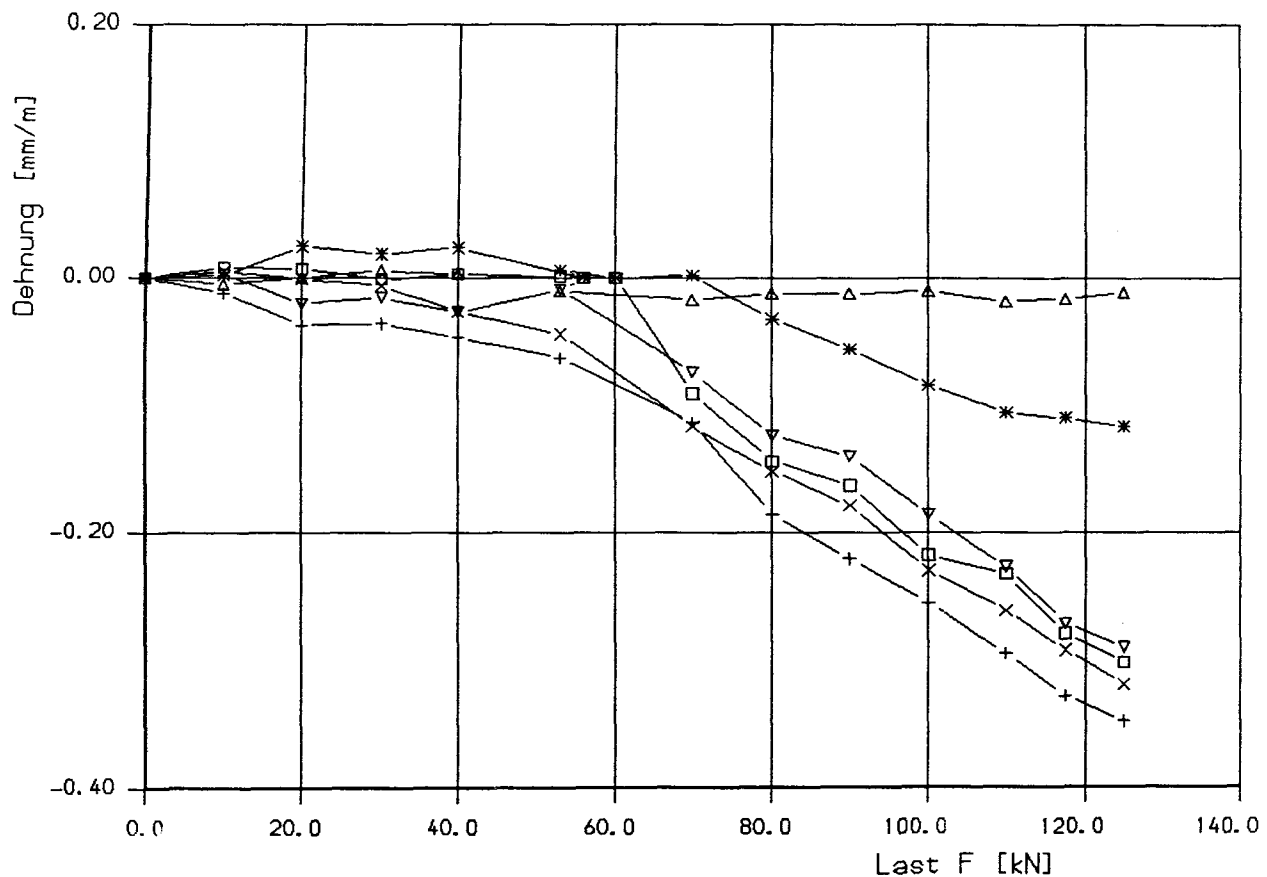
Gemessene Relativverschiebung in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



+ Mess-Stelle DB59  
x Mess-Stelle DB60

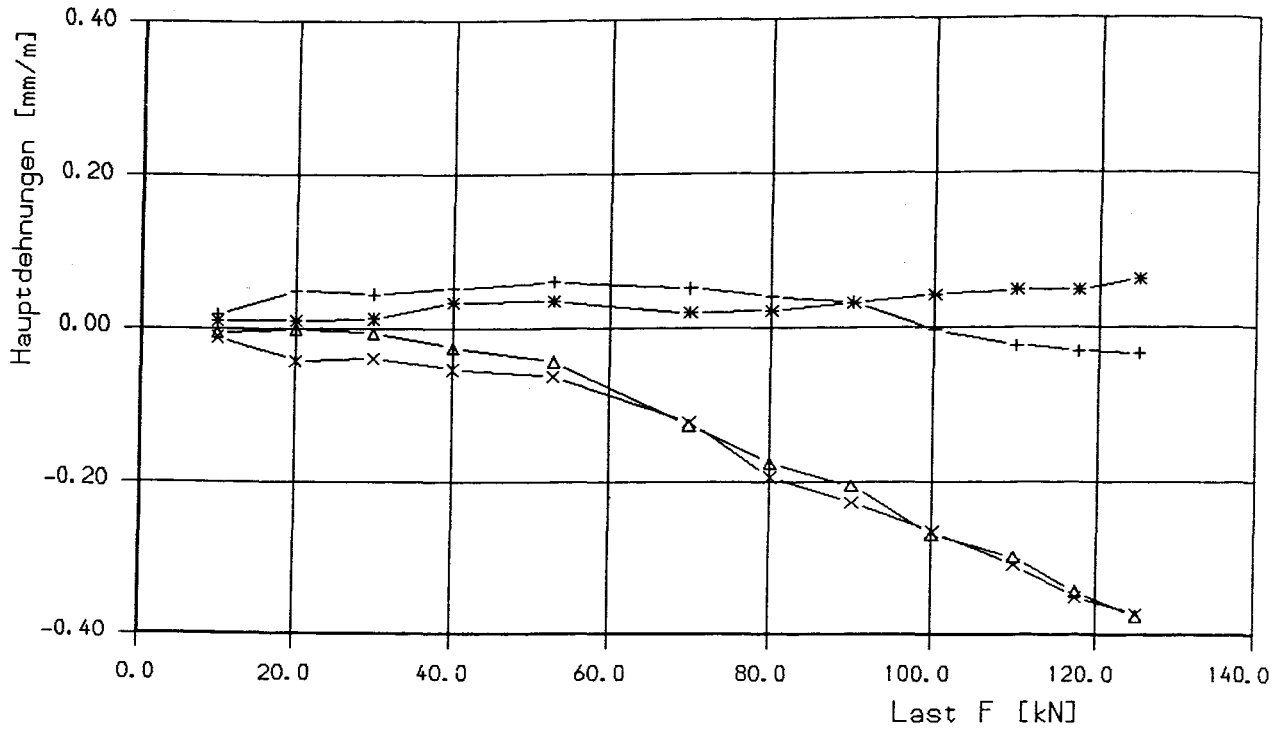
**Bild 87:**

Gemessene Stauchung im Beton am oberen Rand der Biegedruckzone in Feldmitte von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



**Bild 88:**

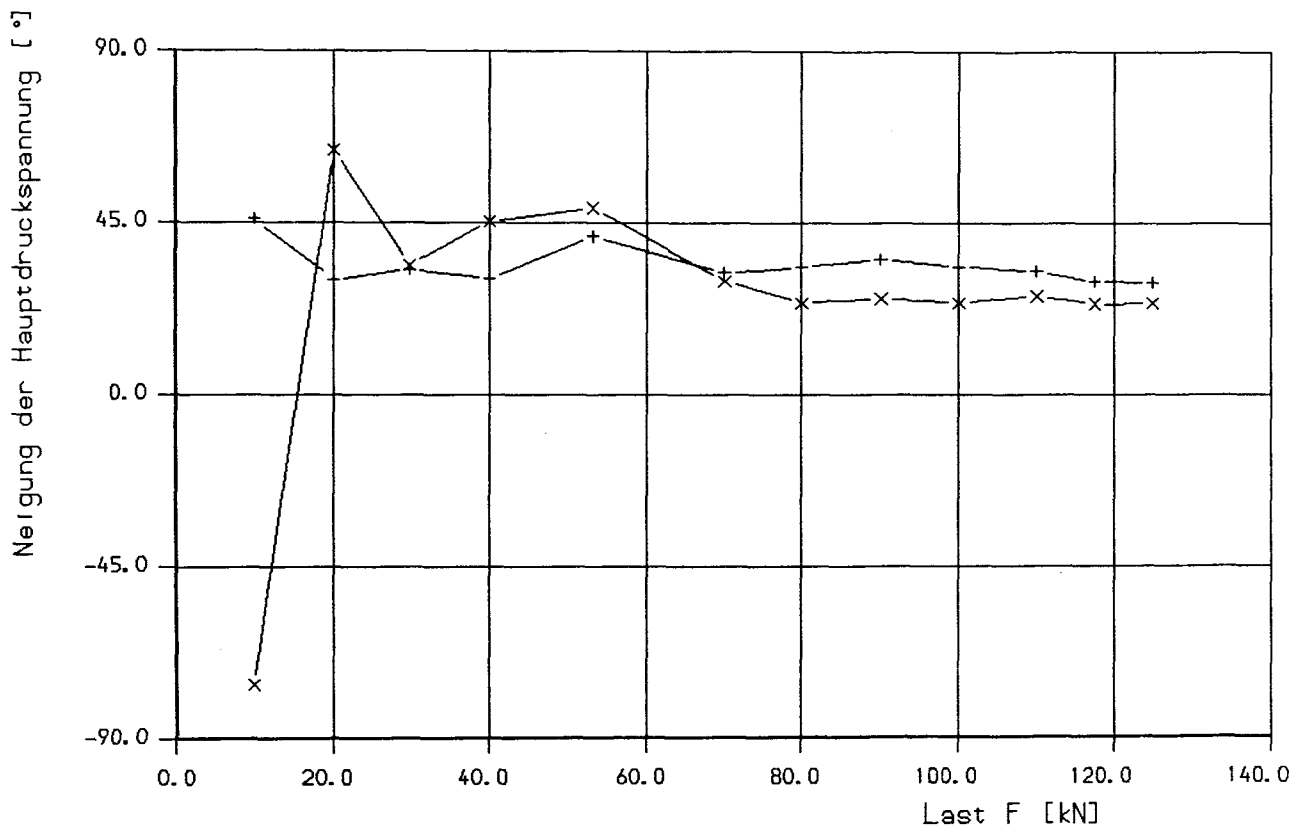
Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung am Beton der zur den Auflagern führenden geneigten Druckstreben von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



+ Eps1, x = 30 cm  
x Eps2, x = 30 cm  
\* Eps1, x = 445 cm  
Δ Eps2, x = 445 cm

**Bild 89:**

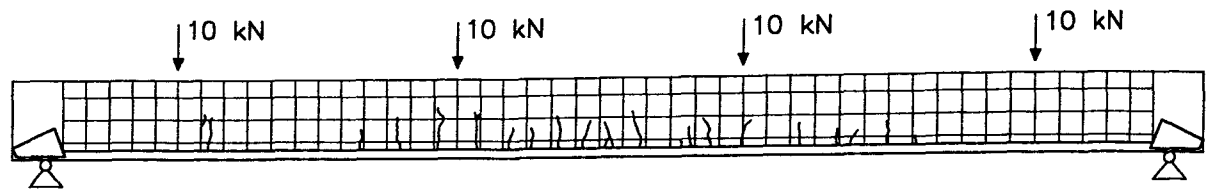
Hauptdehnungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 61 bis SD 66 von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



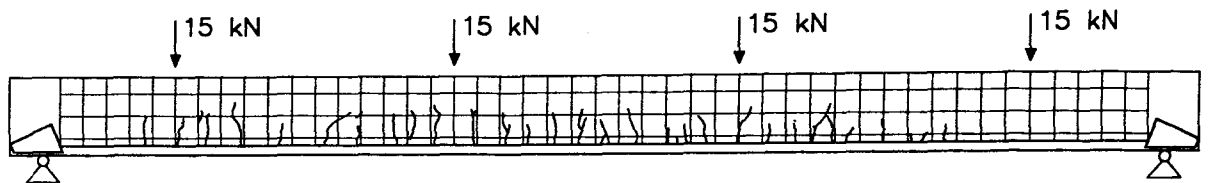
+ Alpha2, x = 30 cm  
 x Alpha2, x = 445 cm

#### Bild 90:

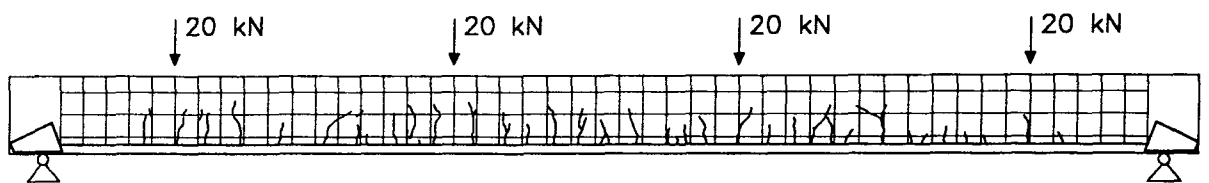
Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 61 bis SD 66 von Balken 3, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4). Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



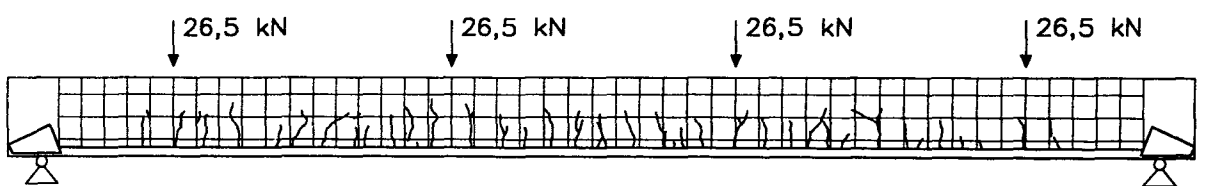
Laststufe L4



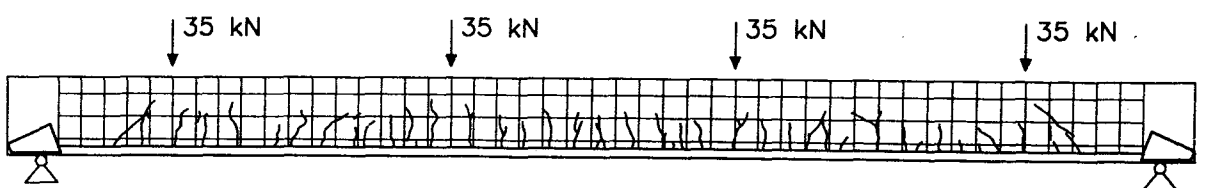
Laststufe L5



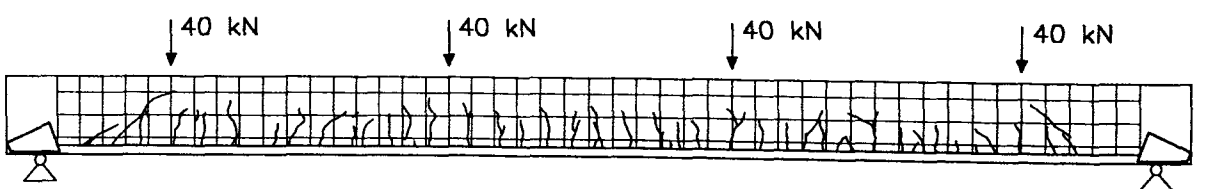
Laststufe L6



Laststufe L8



Laststufe L10

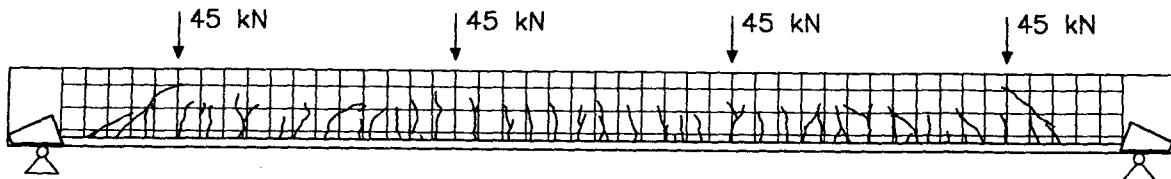


Laststufe L11

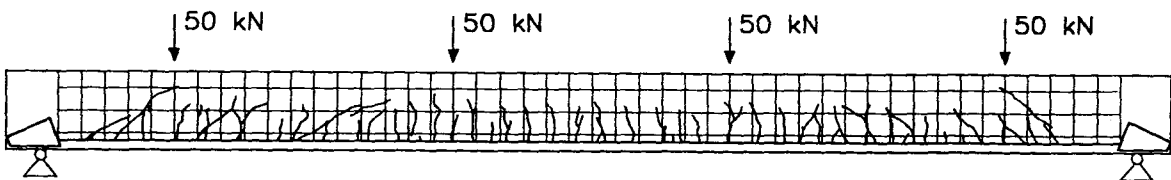
**Bild 91:**

Von Balken 3 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).

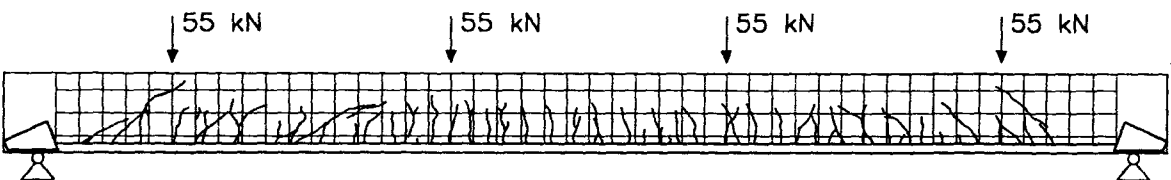




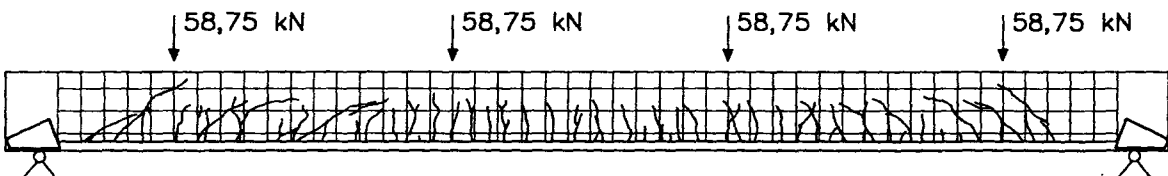
Laststufe L12



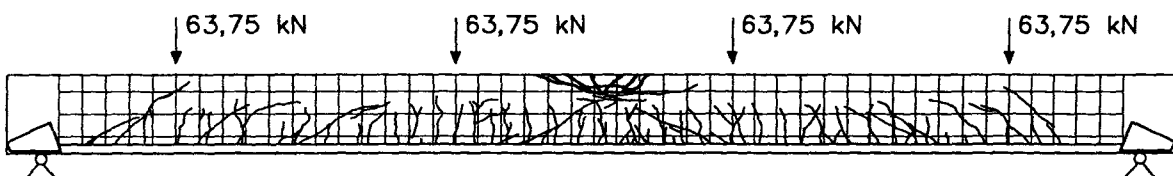
Laststufe L14



Laststufe L16



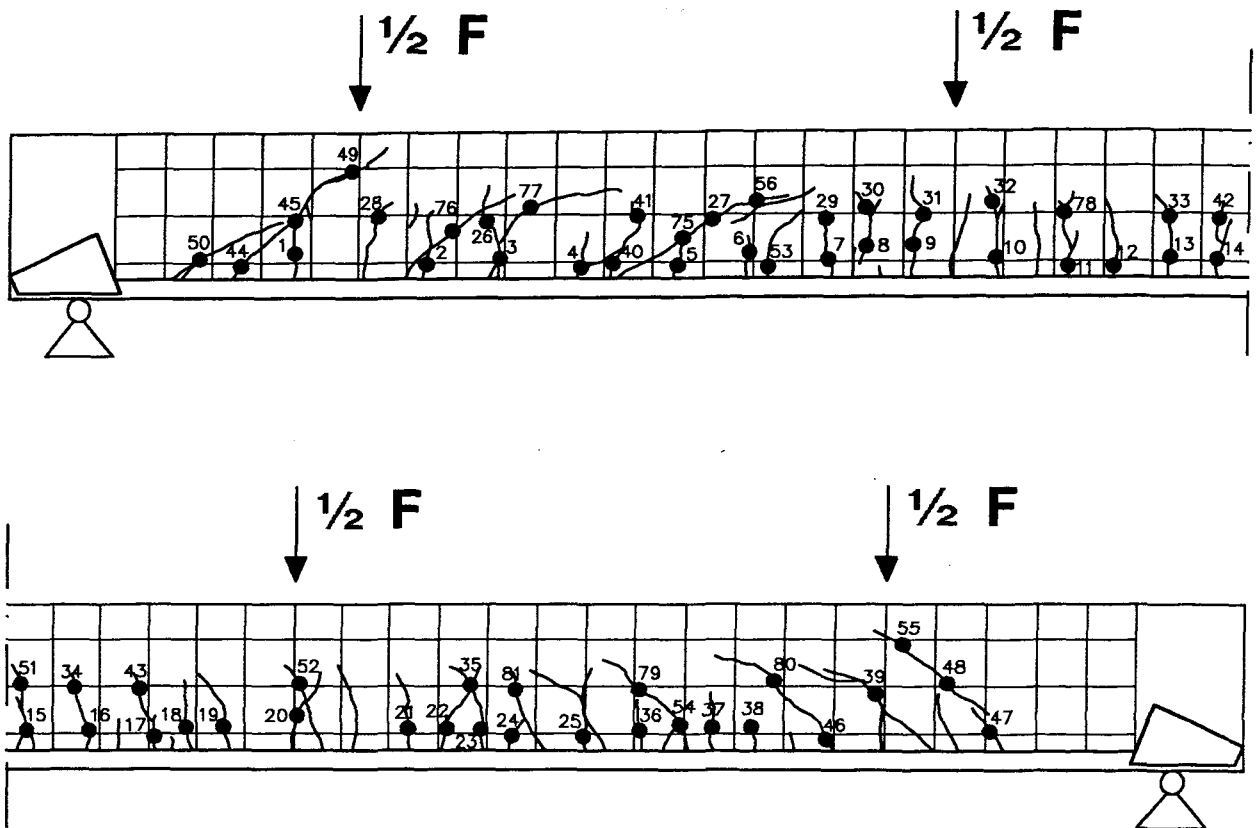
Laststufe L18



Laststufe L22 (Bruchlast)

Bild 92:

Von Balken 3 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



**Bild 93:**

Rißmeßstellen von Balken 3.

Laststufe	L5	L6	L8	L10	L11	L12	L14	L16	L18
Last F [kN]	30	40	53	70	80	90	100	110	117.5
Rißmeßstellen-Nr.									
1	2	3	4	4	4	4	4	4	4
2	3	4	5	5	6	6	6	6	6
3	4	5	5	5	5	5	5	5	5
4	3	3	3	4	4	4	4	4	4
5	5	6	7	10	12	16	16	18	18
6	4	5	5	6	6	7	7	7	7
7	5	6	6	7	8	8	8	8	8
8	3	4	4	4	4	4	4	4	4
9	5	6	8	9	9	10	10	10	10
10	6	8	10	12	14	18	19	19	19
11	4	5	7	8	10	12	13	14	16
12	2	3	4	6	7	8	10	12	13
13	5	7	8	10	11	14	16	17	20
14	4	5	6	6	8	10	12	14	15
15	4	5	-	6	7	7	7	7	9
16	5	6	7	8	10	12	14	16	18
17	3	3	4	6	7	8	10	12	14
18	3	3	4	6	6	7	9	10	11
19	5	7	8	10	12	15	18	20	22
20	2	3	4	5	5	5	5	5	5
21	8	10	12	14	15	16	16	18	20
22	2	2	3	4	4	4	4	4	5
23	4	5	6	9	10	12	12	12	14
24	2	3	4	4	4	4	4	4	4
25	6	6	7	8	8	8	8	8	10
26	-	3	4	4	4	4	4	4	4
27	-	4	5	6	10	10	10	10	10
28	-	3	4	5	6	6	6	6	6
29	-	2	2	2	2	2	2	2	2
30	-	2	2	3	4	4	4	4	4
31	-	4	5	5	6	6	6	6	7
32	-	3	3	3	3	4	5	5	5
33	-	4	4	4	5	6	6	6	6
34	-	3	3	3	3	4	5	5	5
35	-	2	2	3	3	3	3	3	3
36	-	3	4	6	6	6	6	6	6
37	-	4	4	5	5	6	6	6	6
38	-	2	2	3	4	4	4	5	5
39	-	4	5	6	7	8	8	8	10
40	-	-	4	5	7	12	14	14	14
41	-	-	3	4	4	5	5	5	5
42	-	-	5	5	5	6	7	7	8
43	-	-	3	5	5	6	7	8	8
44	-	-	-	6	12	14	16	18	20
45	-	-	-	7	18	20	22	23	24
46	-	-	-	4	5	6	7	7	7
47	-	-	-	4	10	16	20	22	23
48	-	-	-	6	14	16	22	26	26
49	-	-	-	-	5	7	10	10	11

**Tabelle 5:**

Gemessene Rißbreiten von Balken 3 in [ $\frac{1}{\text{mm}}$ ]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 93).

Laststufe	L5	L6	L8	L10	L11	L12	L14	L16	L18
Last F [kN]	30	40	53	70	80	90	100	110	117.5
Rißmeßstellen-Nr.									
50	-	-	-	-	6	8	14	14	14
51	-	-	-	-	5	6	7	8	10
52	-	-	-	-	3	6	6	7	10
53	-	-	-	-	-	7	7	8	10
54	-	-	-	-	-	9	15	16	18
55	-	-	-	-	-	6	9	10	10
56	-	-	-	-	-	-	-	14	14
75	-	-	-	-	-	-	-	-	44
76	-	-	-	-	-	-	-	-	18
77	-	-	-	-	-	-	-	-	10
78	-	-	-	-	-	-	-	-	7
79	-	-	-	-	-	-	-	-	8
80	-	-	-	-	-	-	-	-	12
81	-	-	-	-	-	-	-	-	4

Tabelle 6:

Gemessene Rißbreiten von Balken 3 in [ $1/\text{mm}$ ]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 93).

#### 4.4.4. Balken 4

Die mit  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln aufgebrachte Schwellbelastung ergab im Gegensatz zu Balken 2 bei Balken 4 unter Gebrauchslast bereits eine max. Rißbreite von 0,57 mm (gemessen an einem Schubriß) und damit einem Wert, der für Praxisanwendungen als zu groß erscheint. Aus den Versuchsbeobachtungen war bei diesem Balken eine sehr starke Beanspruchung der Betondruckstrebe im Bereich der Endverankerung der Formstahlbewehrung erkennbar, was dazu führte, daß am Auflager B der oberhalb der schrägen Formstahlverankerung liegende Betonteil abscherte, durch diesen Riß wurde der Querschnitt der Druckstrebe eingeschränkt. Bei Bauausführungen sollte die lastübertragende Betonfläche innerhalb der Formstahlverankerung deutlich größer als bei diesem Versuchsbalken ausgeführt werden.

Im Gegensatz zu Balken 2 wurden bei Balken 4 bereits mit dem ersten Erreichen der Unterlast Schubrisse erkennbar. Die weitere Laststeigerung bis zur Oberlast ergab ein ausgeprägtes Rißbild mit Schub- und Biegerissen bei mittleren Rißabständen von rd. 15 bis 20 cm und einer maximalen Rißbreite von 0,24 mm (gemessen an einem Schubriß). Nach 2 Millionen Lastwechseln erreichten einzelne Biegerisse in Feldmitte bereits die Plattenunterseite und die mittleren Abstände der Biegerisse war auf rd. 10 cm reduziert. Auch die Schubrisse hatten in Anzahl und Länge zugenommen. Auffällig ist die im Verlauf der Schwellbeanspruchung immer deutlicher gewordene unterschiedliche Druckstrebenneigung der beiden Trägerendbereiche. Während am Auflager A parallel verlaufende Risse mit einer Neigung von rd. 45 Grad beobachtet wurden bildeten sich am Auflager B mit steigenden Lastwechselzahlen deutlicher werdend eine Druckstrebenneigung von rd. 30 Grad aus. Dabei entwickelte sich in diesem Bereich ein Schubriß, bei dem nach Abschluß der Schwellbeanspruchung mit 0,57 mm die größte Rißbreite gemessen wurde. An einem Schubriß bei Auflager A an vergleichbarer Stelle, wurde nach der Schwellbeanspruchung eine maximale Rißweite von 0,44 mm gemessen. Die Rißbreiten der Biegerisse im mittleren Bereich waren dagegen maximal auf Werte von 0,26 mm angestiegen. Die Dehnungsmessungen an den maßgebenden Bügeln ergaben

während der Schwellbeanspruchung einen Anstieg der Betonstahldehnung von 1,06 ‰ auf 1,32 ‰. Der Anstieg der Hauptspannung im Formstahl, jeweils unmittelbar vor der Endverankerung, die sprunghaften, uneinheitlichen Änderungen der Relativverschiebungen zwischen Formstahl und Beton und der Hauptdruckspannungsneigungen des Betons im gleichen Schnitt deuten einen Zusammenhang zwischen der Entwicklung der Schubrisse, dem Anstieg der Betonstauchung im Bereich der zum Auflager führenden Druckstrebe sowie der angestiegenen Dehnung der Bügel an.

Die Entwicklung des Rißbildes während der Schwellbeanspruchung ist in den Bildern 124 bis 126 dargestellt. Die mit steigenden Lastwechselzahlen stärker fortschreitende Schubrißbildung deutete im Gegensatz zu den vorangegangenen Versuchen ein bevorstehendes Schubversagen an.

Bei anschließender Belastung bis zur Bruchlast trat Schubversagen in Form eines Druckstrebenbruchs unmittelbar vor der Endverankerung des Formstahls am Auflager B ein, wo während der Schwellbeanspruchung die deutlich flachere Druckstrebe entstanden war. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen unter der Bruchlast zeigen, daß sowohl im Betonstahl der Längs- und Schubbewehrung, als auch im Formstahl die jeweilige Streckgrenze überschritten wurde. Mit der maximalen Pressenkraft von  $F_u = 380 \text{ kN}$  (siehe Versuchsaufbau in Bild 4) wurde unter Berücksichtigung des Eigengewichtes ein Bruchmoment von  $M_u = 459,7 \text{ kNm}$  erreicht. Die zugehörigen Meßergebnisse: 1,81 ‰ Betonstauchung am oberen Rand der Biegedruckzone, 2,67 ‰ Betonstahldehnung der Längsbewehrung sowie 2,85 ‰ Formstahldehnung im mittleren Bereich des Balkens (Feldmitte). In beiden Trägerendbereichen war ab der Laststufe mit  $F = 300 \text{ kN}$  ein deutlicher Anstieg der Stahldehnungen im Formstahl und den Bügeln mit z.T. geringer Überschreitung der jeweiligen Streckgrenze festzustellen, wobei die Werte der Formstahldehnung hier deutlich über den Werten in Feldmitte lagen. Die in den folgenden Diagrammen über die Belastung aufgetragenen Verformungsverläufe zeigen hinsichtlich der Umlagerung von Biegezugkräften entgegen den Erwartungen nur eine geringe Übereinstimmung mit Balken 1 bis 3. Die Meßergebnisse sind in den Tabellen 7 bis 10, A 55 bis A 80 sowie auf den Bildern 94 bis 128 dargestellt.

Das Bruchbild ließ unmittelbar vor der Endverankerung des Formstahls eine rd. 15 cm lange Scherfläche mit feinermahlener Oberfläche unter der Neigung des oberen, im Beton liegenden Bleches der Endverankerung erkennen. Das zeigt, daß vor der lastübertragenden Stirnfläche dieser Endverankerung keine Lastausbreitung erfolgt ist, wodurch der positive Einfluß der Teilflächenpressung auf die Druckfestigkeit des Betons entfällt. Offensichtlich wurde während der Schwellbeanspruchung zunächst der Haftverbund des geneigten Ankerbleches überwunden, wonach sich die Scherfläche in der gleichen Ebene rd. 15 cm weiter in den Beton des Druckbogens fortsetzte. Die anschließende grobkörnige Bruchfläche deutet eine Entstehung nach der Schwellbeanspruchung an. Am anderen Balkenende, wo von Beginn an eine steilere Druckstrebenneigung beobachtet wurde, war keine Überwindung dieses Haftverbundes festzustellen.

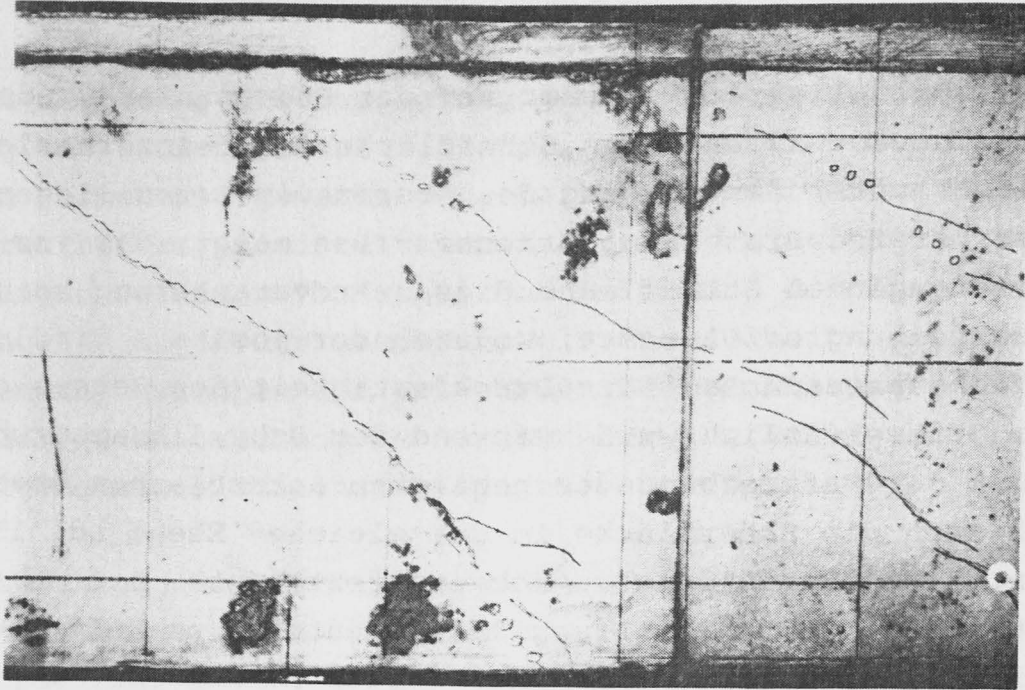


Bild 94:

Abbildung des Balkenendes am Auflager B von Balken 4 kurz vor dem Bruch. Deutlich sichtbar sind breite Schubrisse die hier einen Druckstrebenbruch ankündigen.

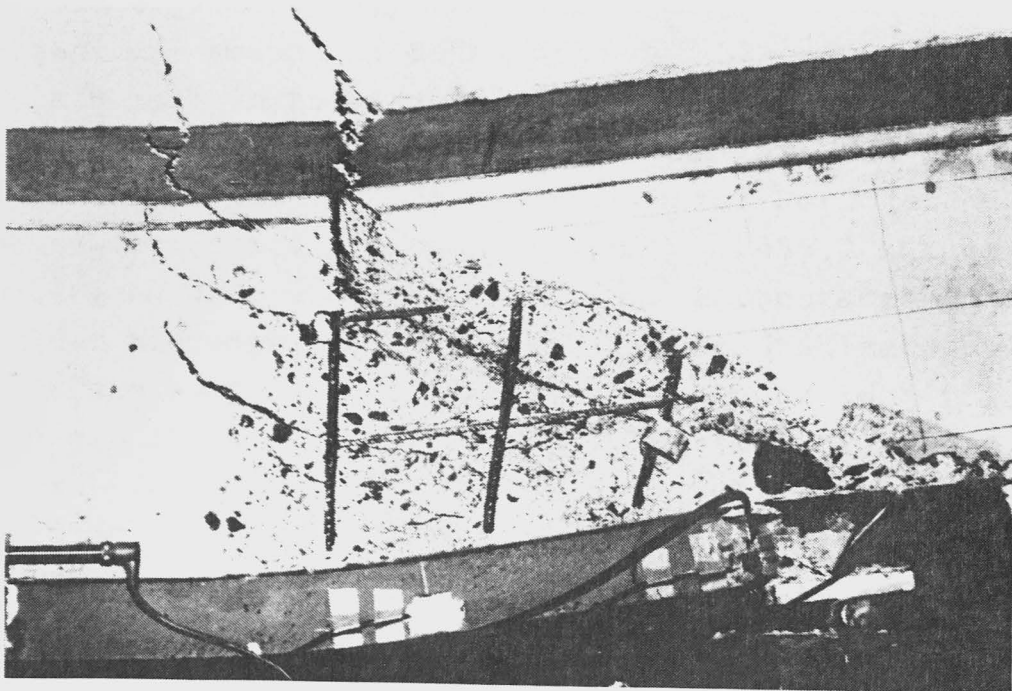
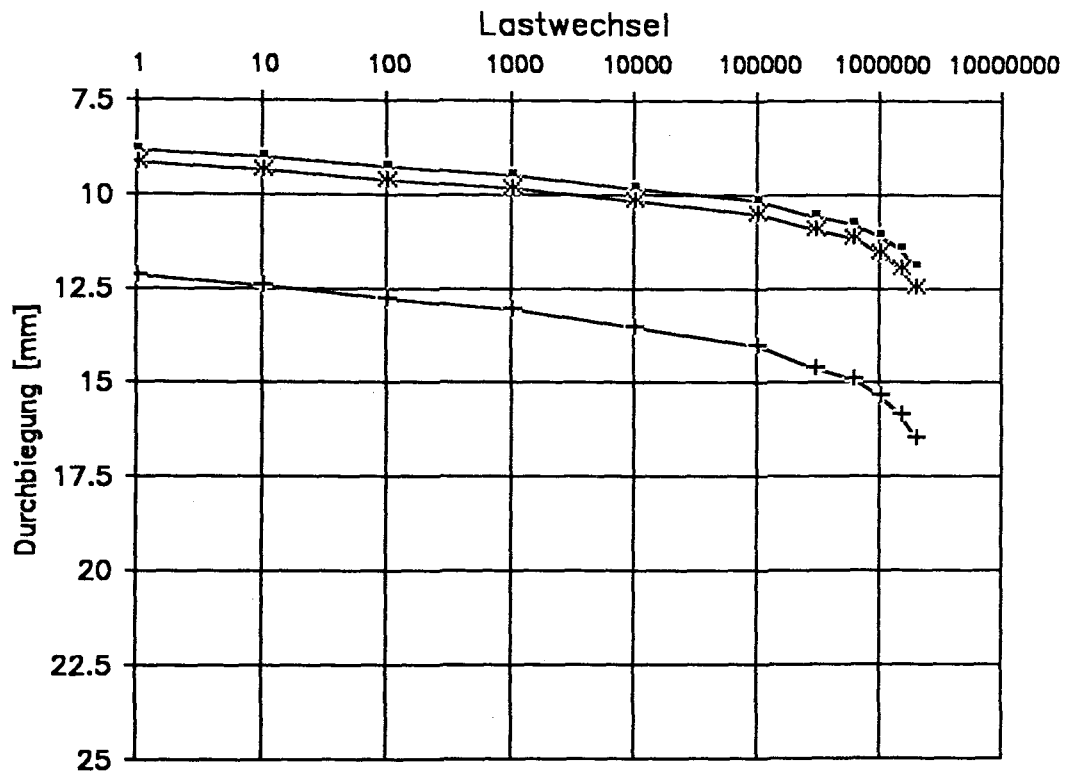


Bild 95:

Abbildung des Bruchbildes von Balken 4 im Bereich der zum Auflager B führenden geneigten Druckstrebe.





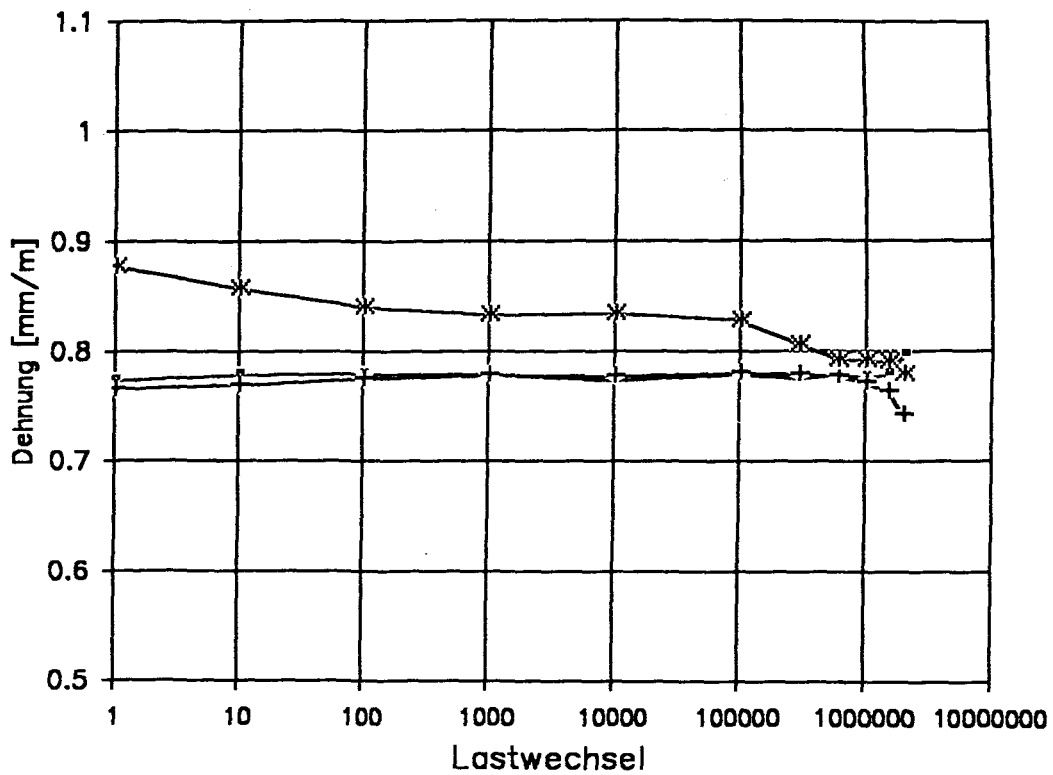
—+— Mess-Stelle W2,  $x = 120$  cm

+— Mess-Stelle W4,  $x = 237,5$  cm

\*— Mess-Stelle W6,  $x = 355$  cm

**Bild 96:**

Unter der Oberlast gemessene Durchbiegung von Balken 4, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



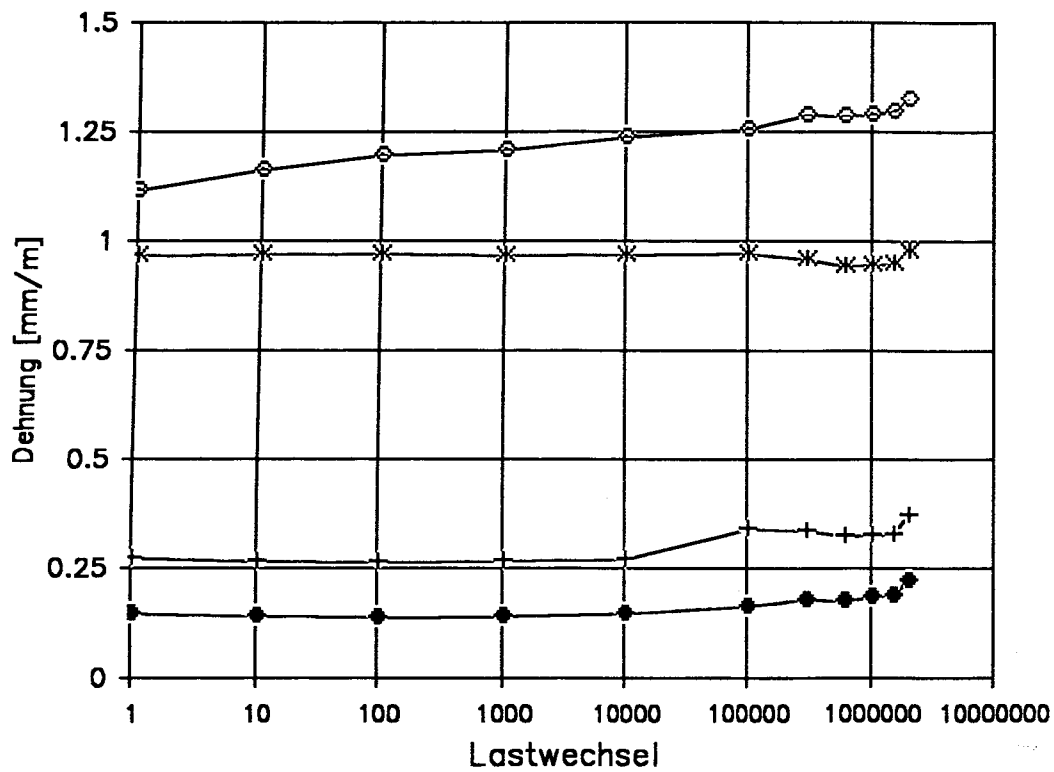
— Mess-Stelle DS36,  $x = 30$  cm

+ Mess-Stelle DS39,  $x = 60$  cm

\* Mess-Stelle DS49,  $x = 237,5$  cm

Bild 97:

Unter der Oberlast gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 4, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



◆ Mess-Stelle DS9,  $x = 48$  cm

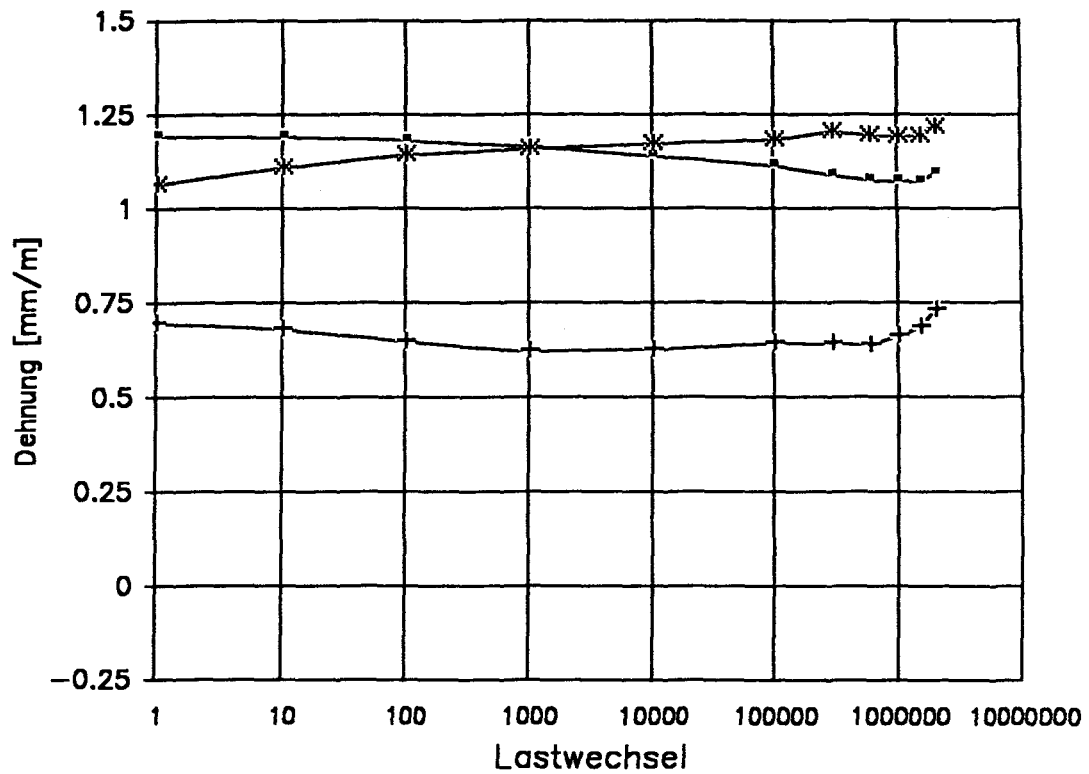
+ Mess-Stelle DS11,  $x = 427$  cm

\* Mess-Stelle DS13,  $x = 120$  cm

⊖ Mess-Stelle DS17,  $x = 237,5$  cm

Bild 98:

Unter der Oberlast gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 4, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



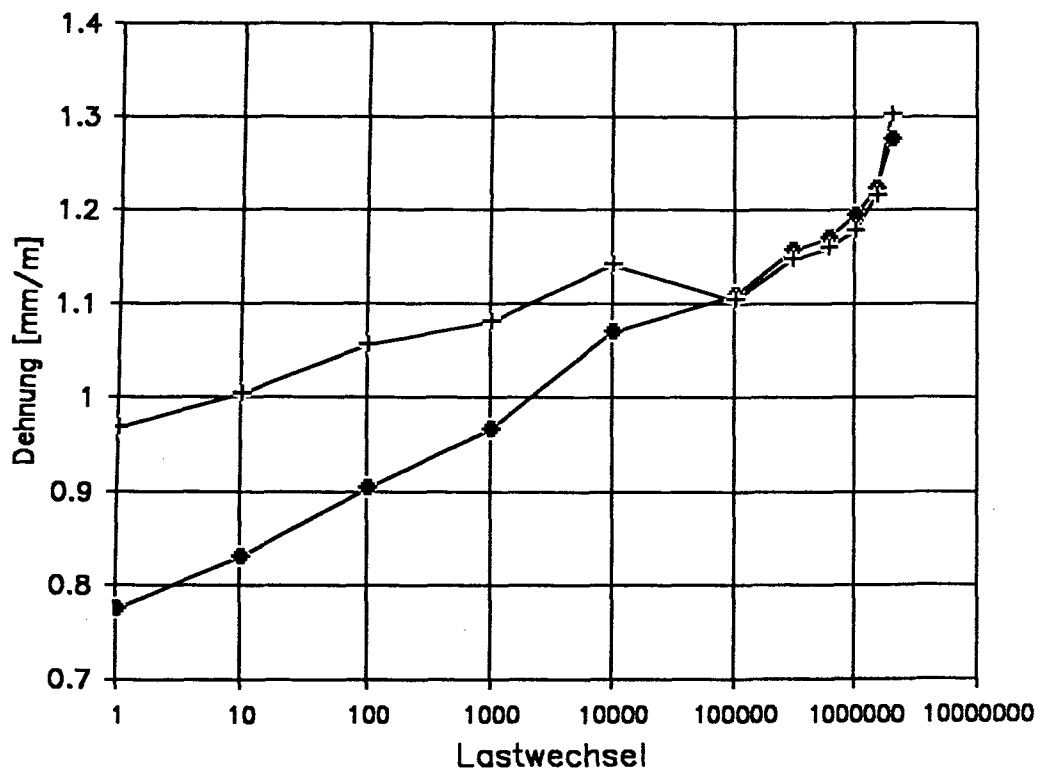
■ Mess-Stelle DS18, x = 120 cm

⊕ Mess-Stelle DS19, x = 357 cm

\* Mess-Stelle DS20, x = 237,5 cm

Bild 99:

Unter der Oberlast gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (2. Lage) von Balken 4, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.

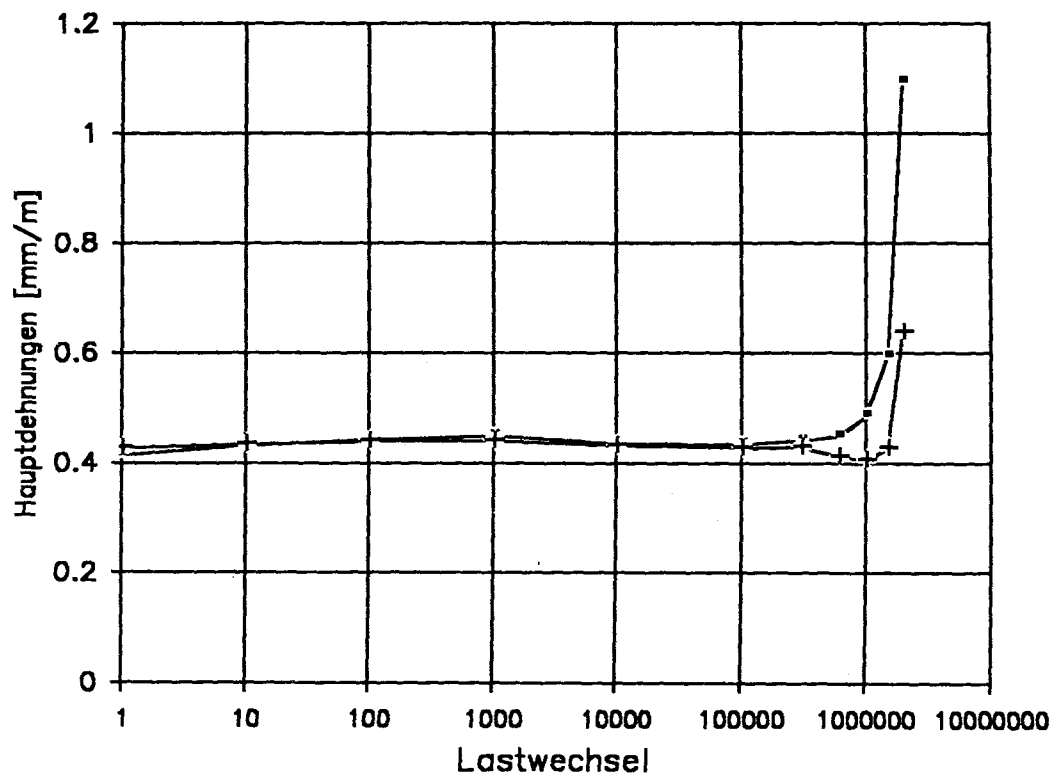


◆ Mess-Stelle DS21,  $x = 48$  cm

+ Mess-Stelle DS24,  $x = 427$  cm

**Bild 100:**

Unter der Oberlast gemessene Dehnung am Betonstahl der Stegbügel von Balken 4 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.

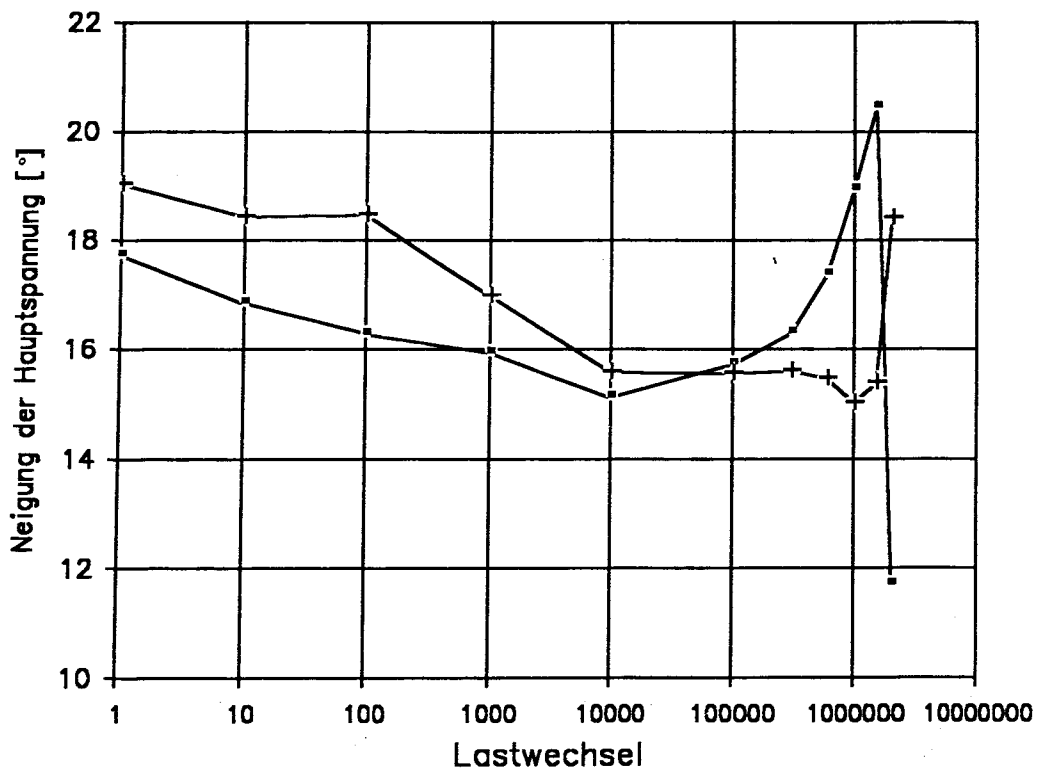


■ Eps1 bei Auflager A

+ Eps1 bei Auflager B

Bild 101:

Hauptdehnungen im Stahl der Endverankerung berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 4 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



■ Alpha1 bei Auflager A

+ Alpha1 bei Auflager B

#### Bild 102:

Neigung der Hauptzugspannung im Stahl der Endverankerung des Formstahls berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 4 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

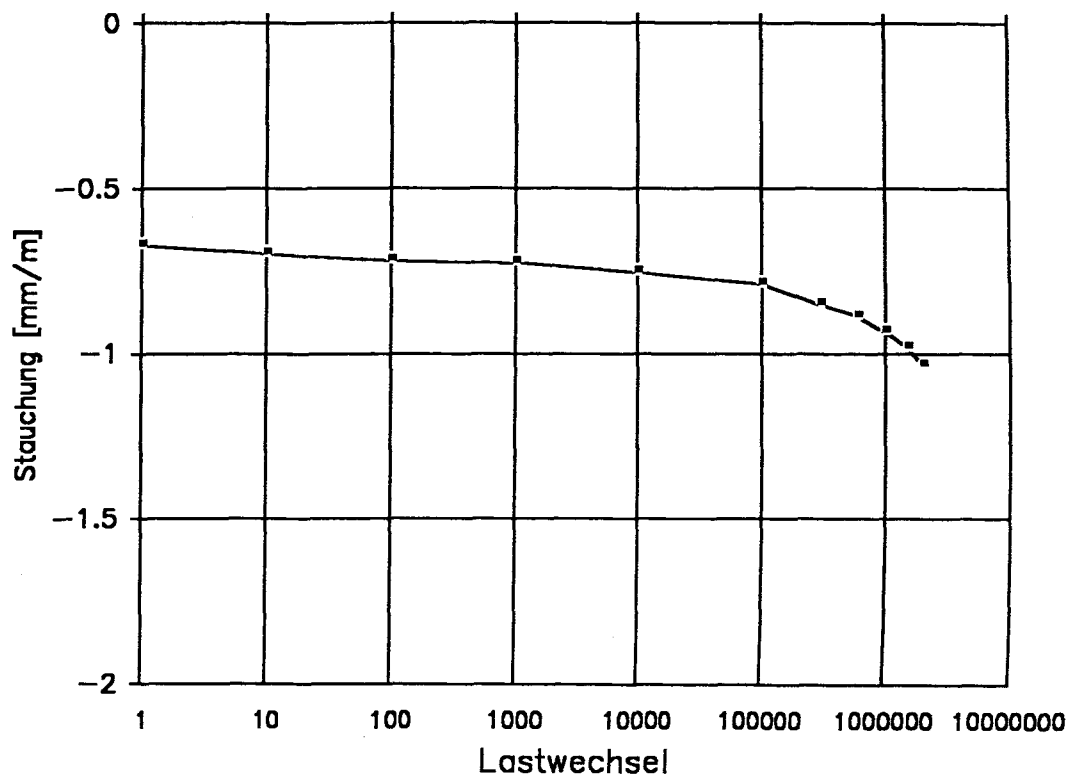
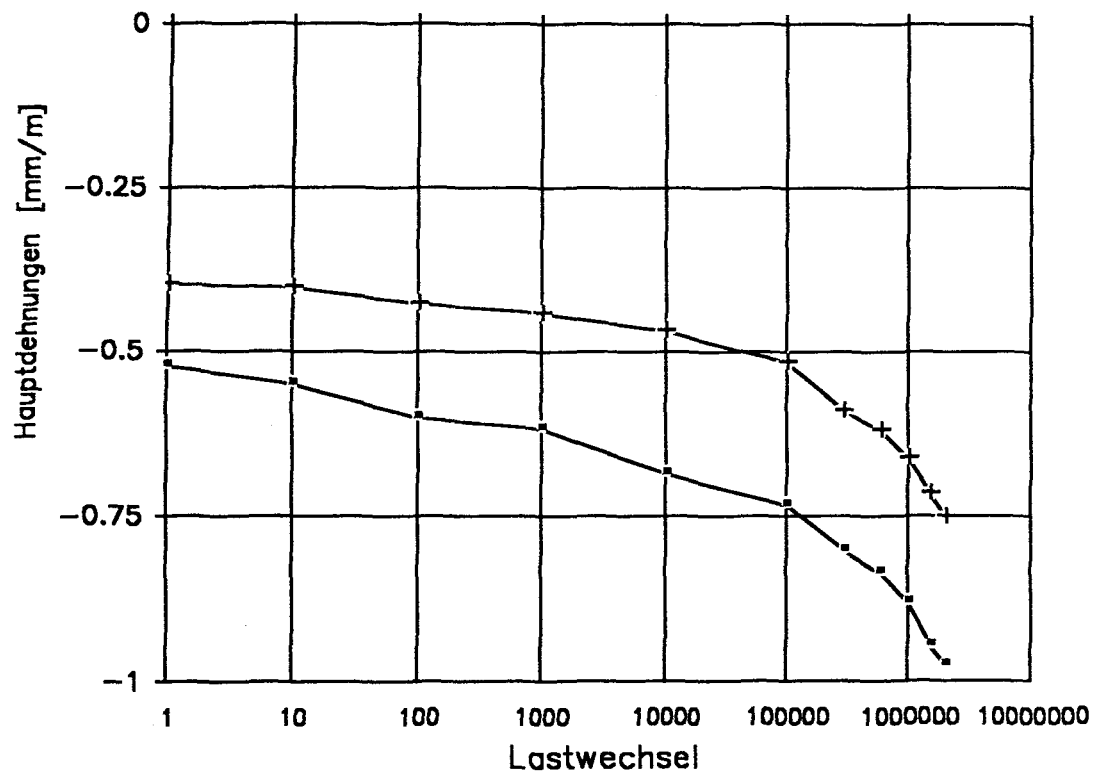


Bild 103:

Unter der Oberlast gemessene Stauchung im Beton am oberen Rand der Biegedruckzone in Feldmitte von Balken 4 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



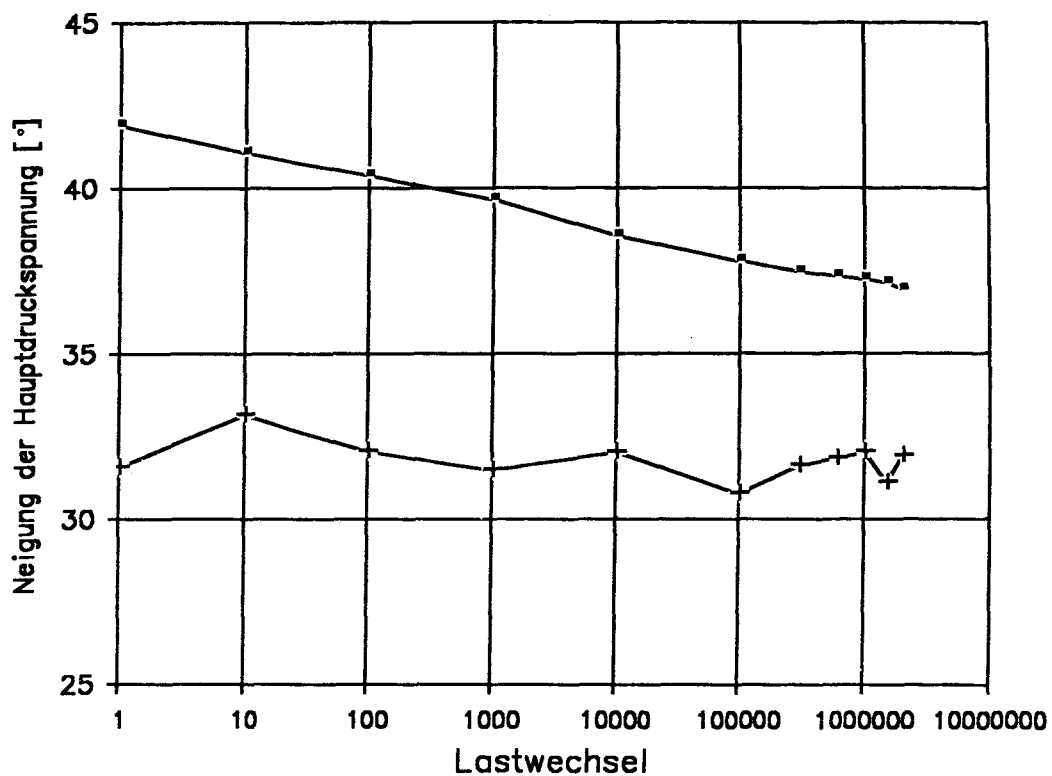


■ Eps2 bei Auflager A

+ Eps2 bei Auflager B

**Bild 104:**

Hauptdehnungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen SD 75 bis SD 80 von Balken 4 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.

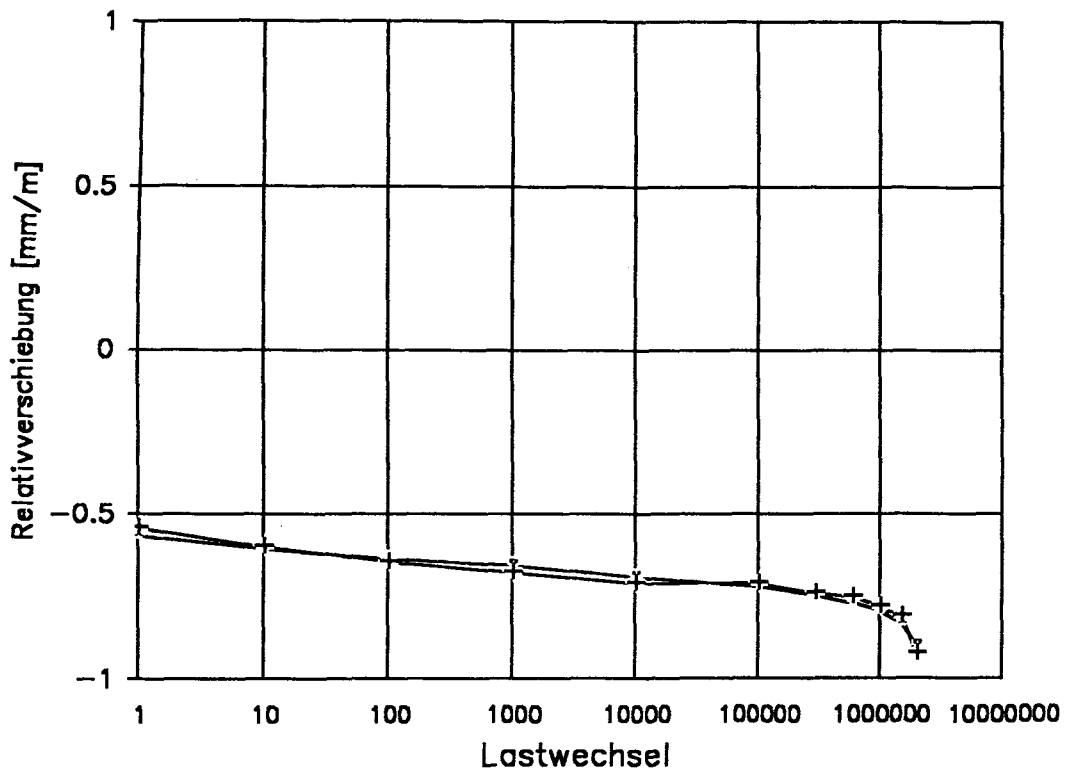


■ Alpha2 bei Auflager A

+ Alpha2 bei Auflager B

Bild 105:

Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen unter der Oberlast an den Meßstellen SD 75 bis SD 80 von Balken 4 infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

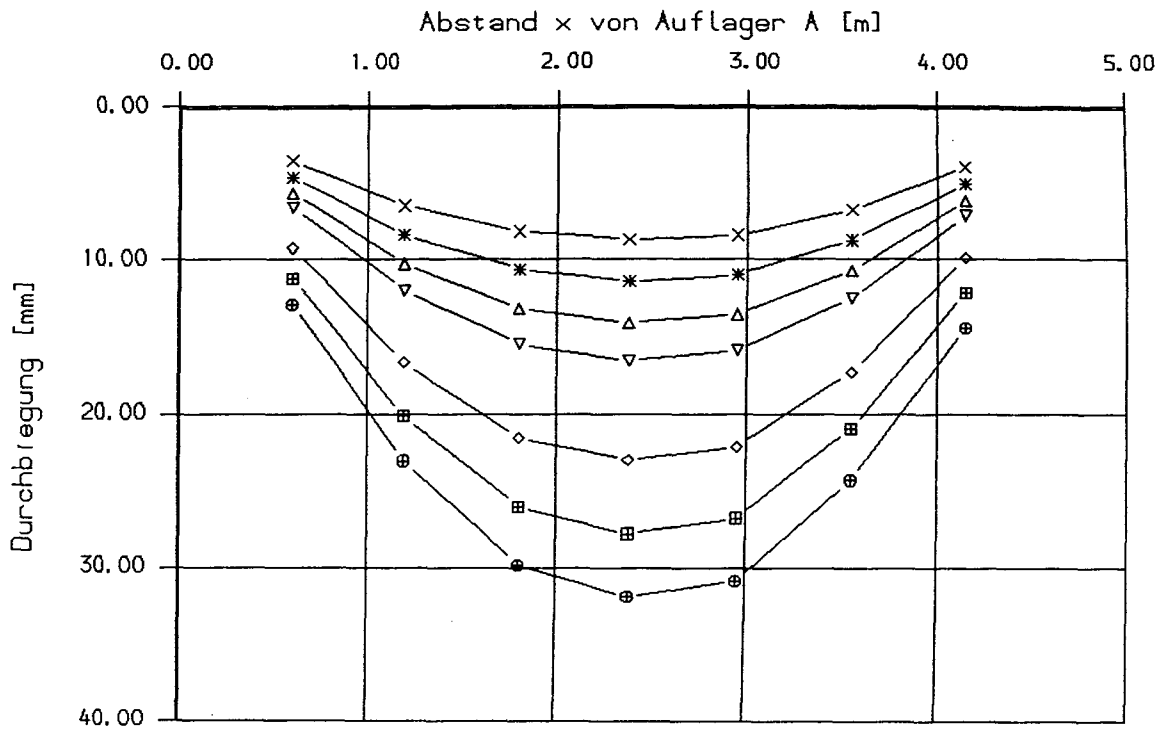


- Mess-Stelle W61, x = 60 cm

+ Mess-Stelle W63, x = 415 cm

Bild 106:

Unter der Oberlast gemessene Relativverschiebung in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton von Balken 4, infolge Schwellbeanspruchung, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



- x Laststufe 35,  $F = 50 \text{ kN}$
- \* Laststufe 37,  $F = 100 \text{ kN}$
- Δ Laststufe 39,  $F = 150 \text{ kN}$
- ∇ Laststufe 41,  $F = 200 \text{ kN}$
- ◇ Laststufe 45,  $F = 300 \text{ kN}$
- ▢ Laststufe 47,  $F = 350 \text{ kN}$
- ⊕ Laststufe 49,  $F = 380 \text{ kN}$

**Bild 107:**

Gemessene Durchbiegung von Balken 4, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.

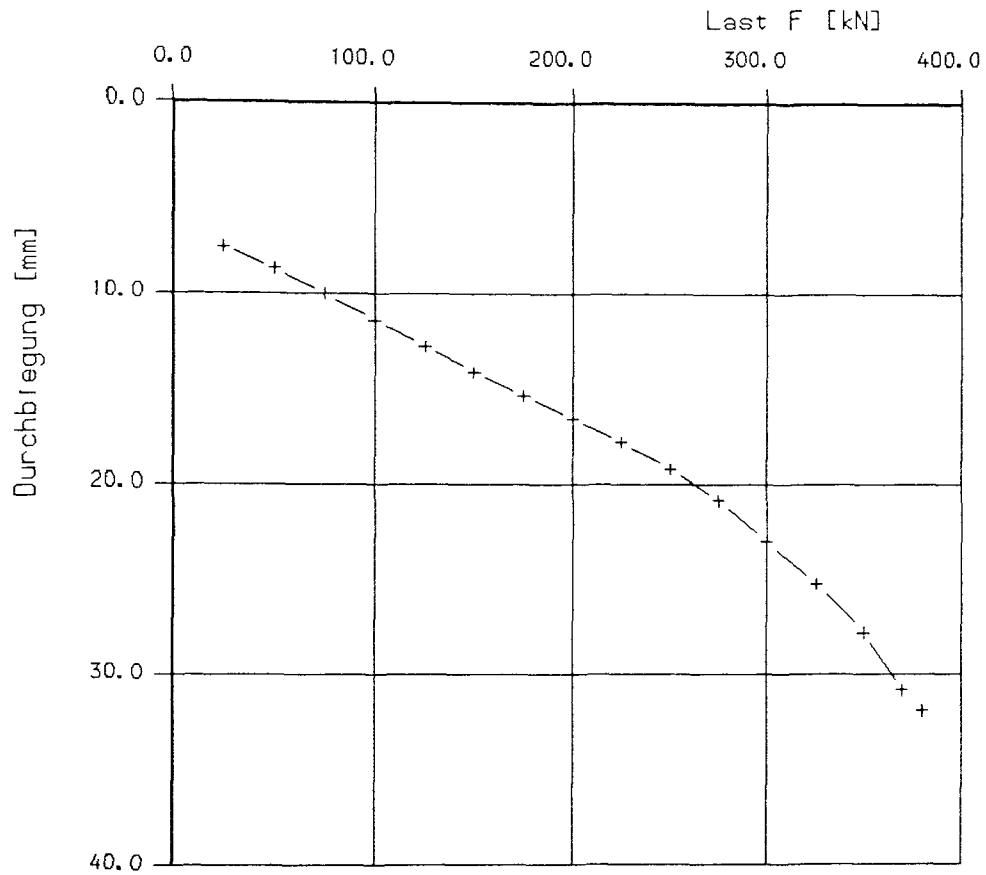
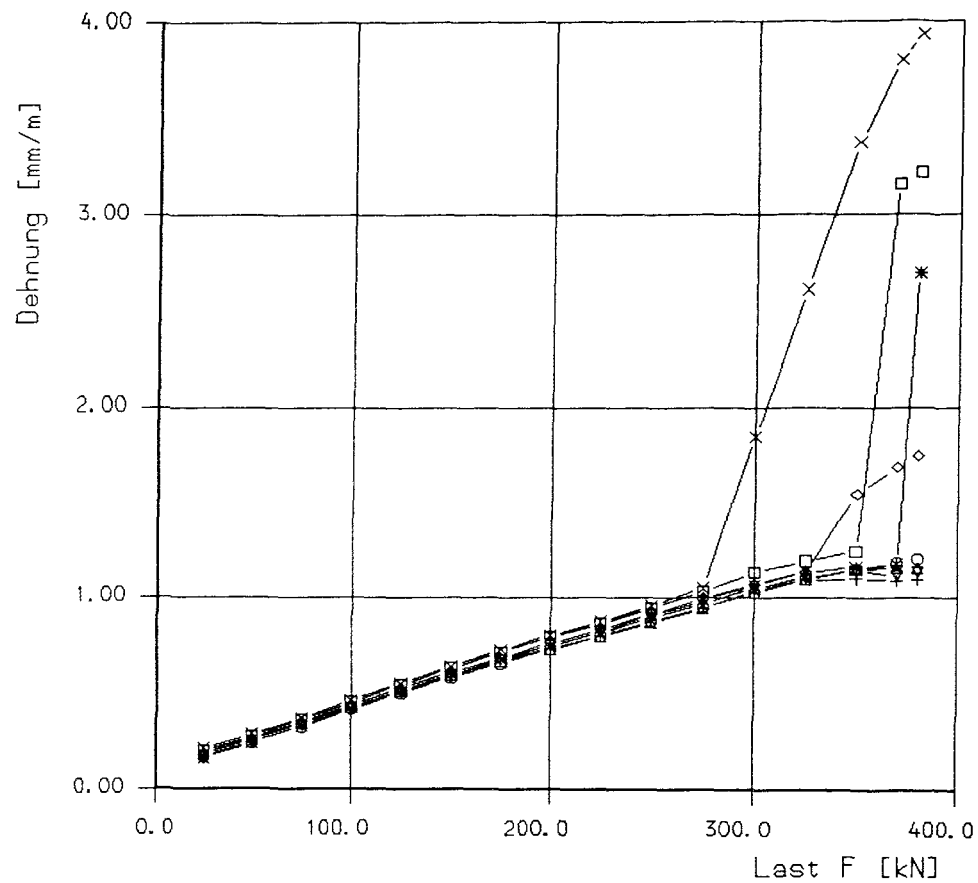


Bild 108:

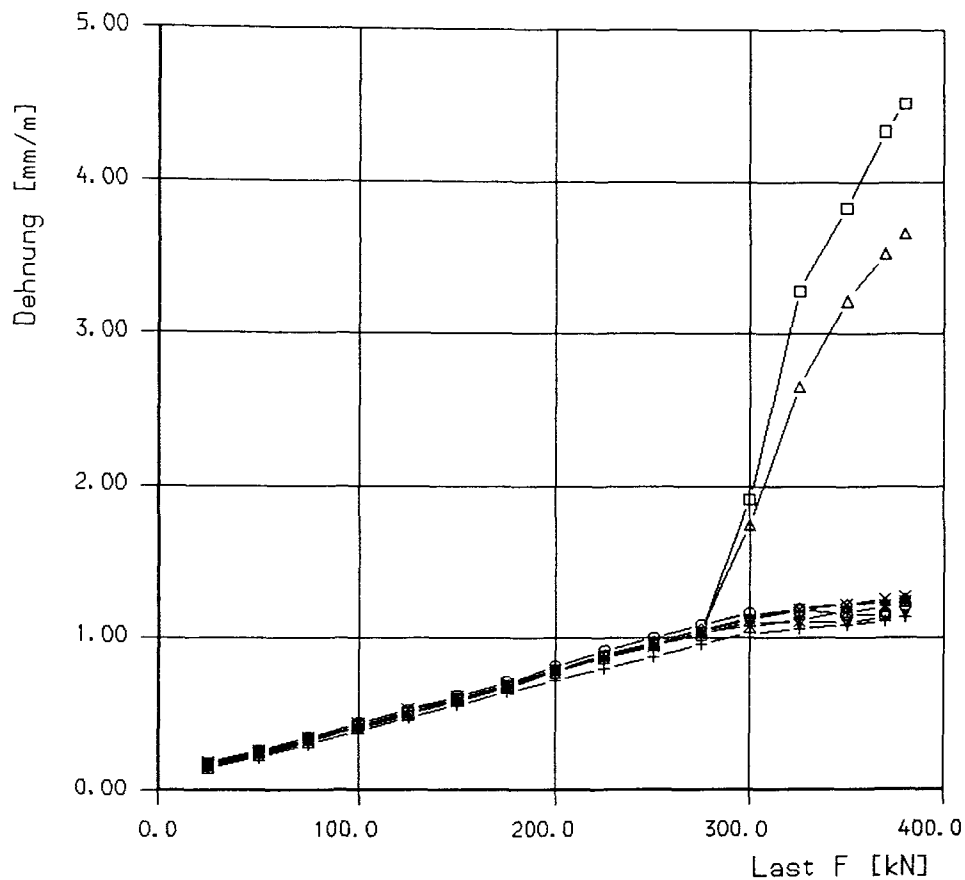
Gemessene Mittendurchbiegung von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS35, x = 30 cm
- x Mess-Stelle DS36, x = 30 cm
- \* Mess-Stelle DS37, x = 445 cm
- Δ Mess-Stelle DS38, x = 445 cm
- ▽ Mess-Stelle DS39, x = 60 cm
- Mess-Stelle DS40, x = 60 cm
- ◇ Mess-Stelle DS41, x = 415 cm
- Mess-Stelle DS42, x = 415 cm

Bild 109:

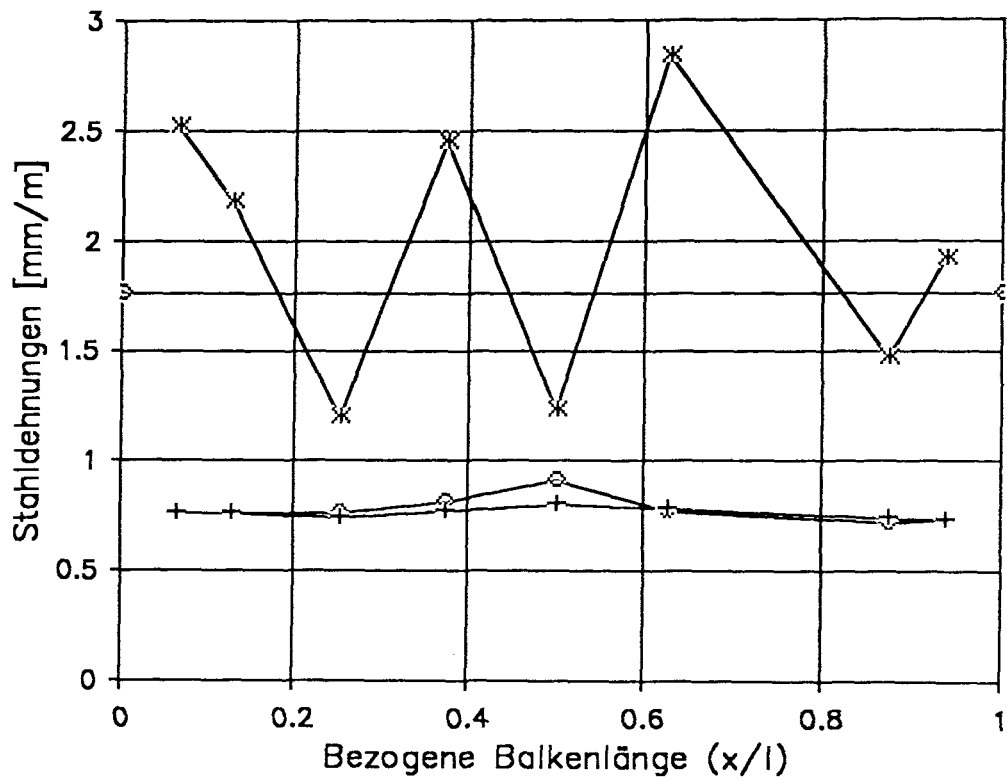
Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS43, x = 120 cm
- x Mess-Stelle DS44, x = 120 cm
- \* Mess-Stelle DS45, x = 177,5 cm
- Δ Mess-Stelle DS46, x = 177,5 cm
- ▽ Mess-Stelle DS47, x = 297,5 cm
- Mess-Stelle DS48, x = 297,5 cm
- ◇ Mess-Stelle DS49, x = 237,5 cm
- Mess-Stelle DS50, x = 237,5 cm

**Bild 110:**

Gemessene Dehnung am Formstahl von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



⊗  $F = 200 \text{ kN}$ , 0 Lastwechsel

+  $F = 200 \text{ kN}$ ,  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel

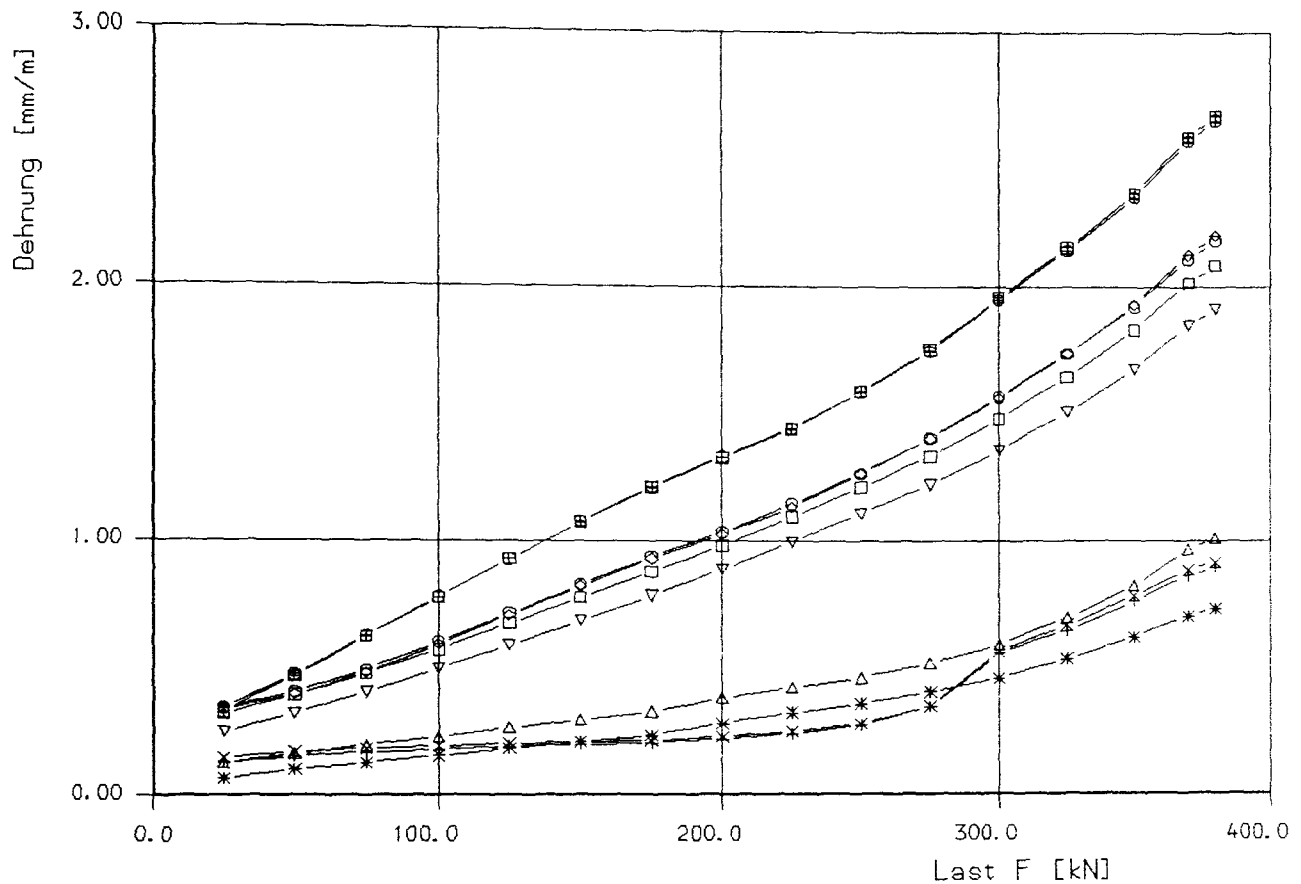
\*  $F = 380 \text{ kN}$ ,  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel

⊗ Streckgrenze

Bild 111:

Gemessene Dehnung des Formstahls von Balken 4, aufgetragen über der Balkenlänge (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.

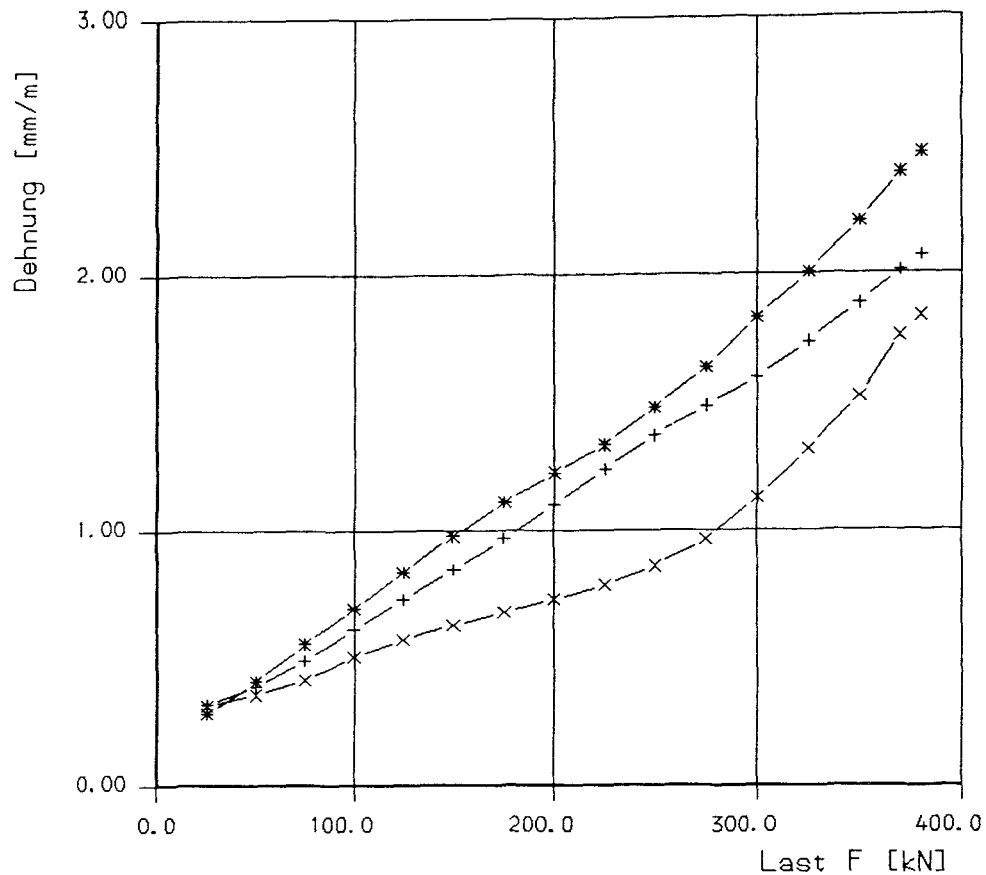




- + Mess-Stelle DS8,  $x = 48$  cm
- x Mess-Stelle DS9,  $x = 48$  cm
- \* Mess-Stelle DS10,  $x = 427$  cm
- Δ Mess-Stelle DS11,  $x = 427$  cm
- ∇ Mess-Stelle DS12,  $x = 120$  cm
- Mess-Stelle DS13,  $x = 120$  cm
- ◇ Mess-Stelle DS14,  $x = 357$  cm
- Mess-Stelle DS15,  $x = 357$  cm
- ⊞ Mess-Stelle DS16,  $x = 237,5$  cm
- ⊕ Mess-Stelle DS17,  $x = 237,5$  cm

**Bild 112:**

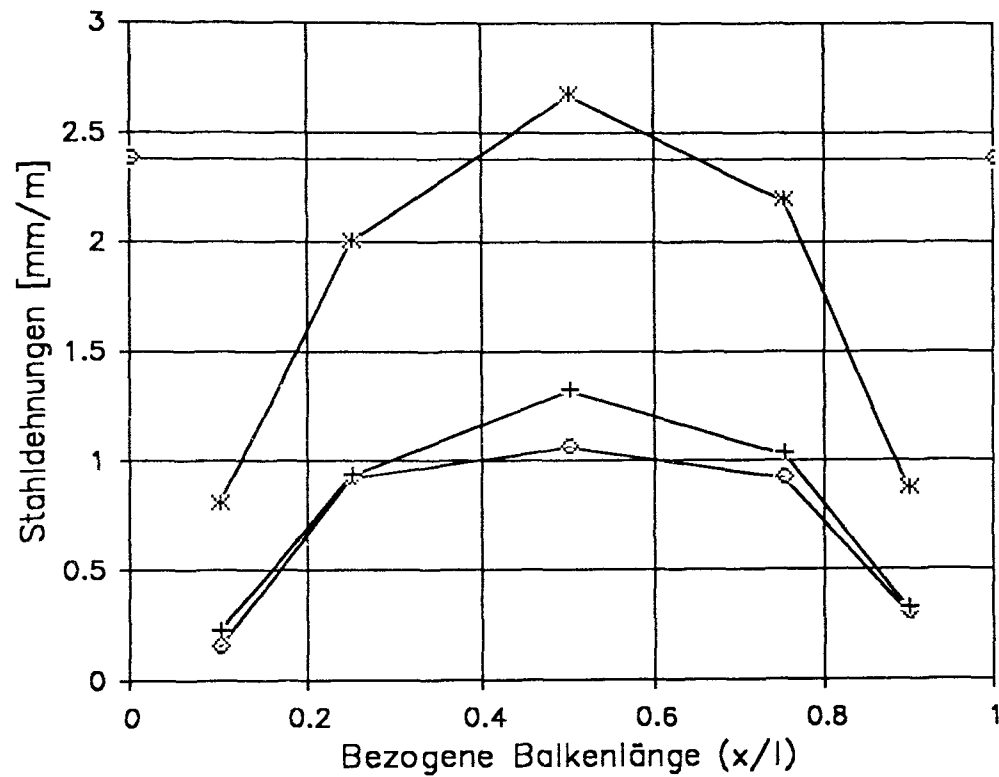
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 4, aufgetragen über der Last  $F$  (Last  $F$ : vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



+ Mess-Stelle DS18,  $x = 120$  cm  
x Mess-Stelle DS19,  $x = 357$  cm  
\* Mess-Stelle DS20,  $x = 237,5$  cm

Bild 113:

Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (2. Lage) von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



◇ F = 200 kN, 0 Lastwechsel

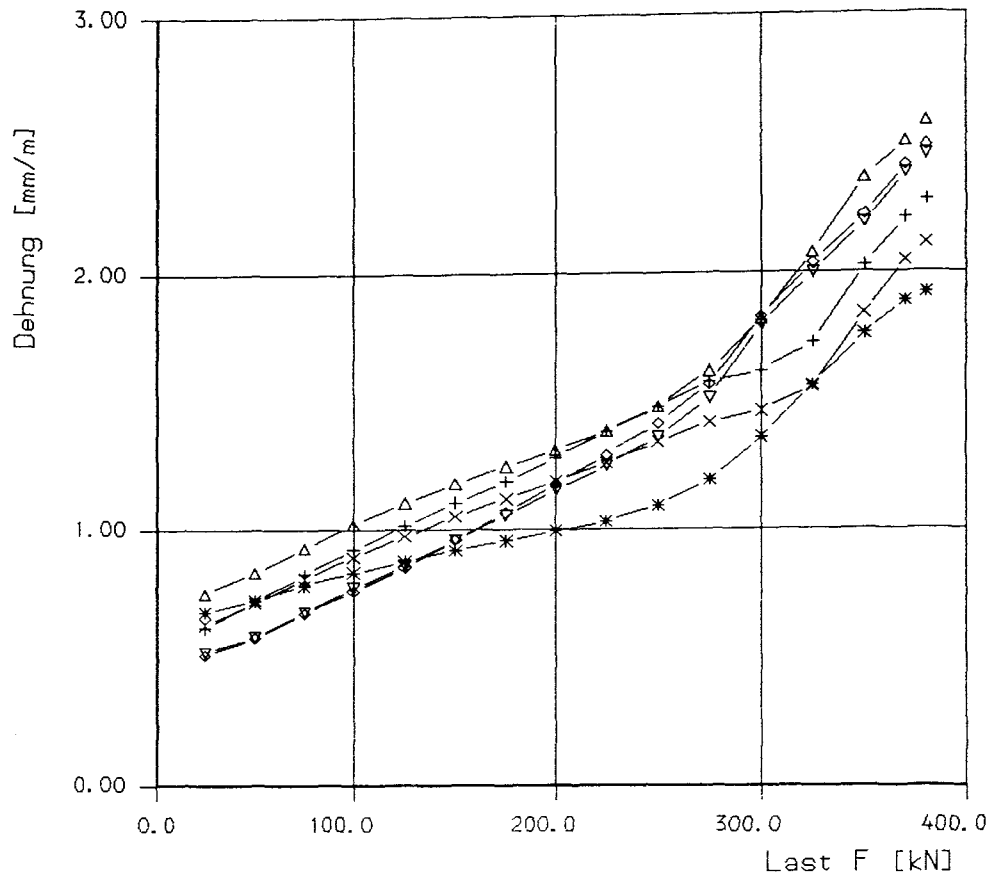
+ F = 200 kN, 2·10<sup>6</sup> Lastwechsel

\* F = 380 kN, 2·10<sup>6</sup> Lastwechsel

◇ Streckgrenze

Bild 114:

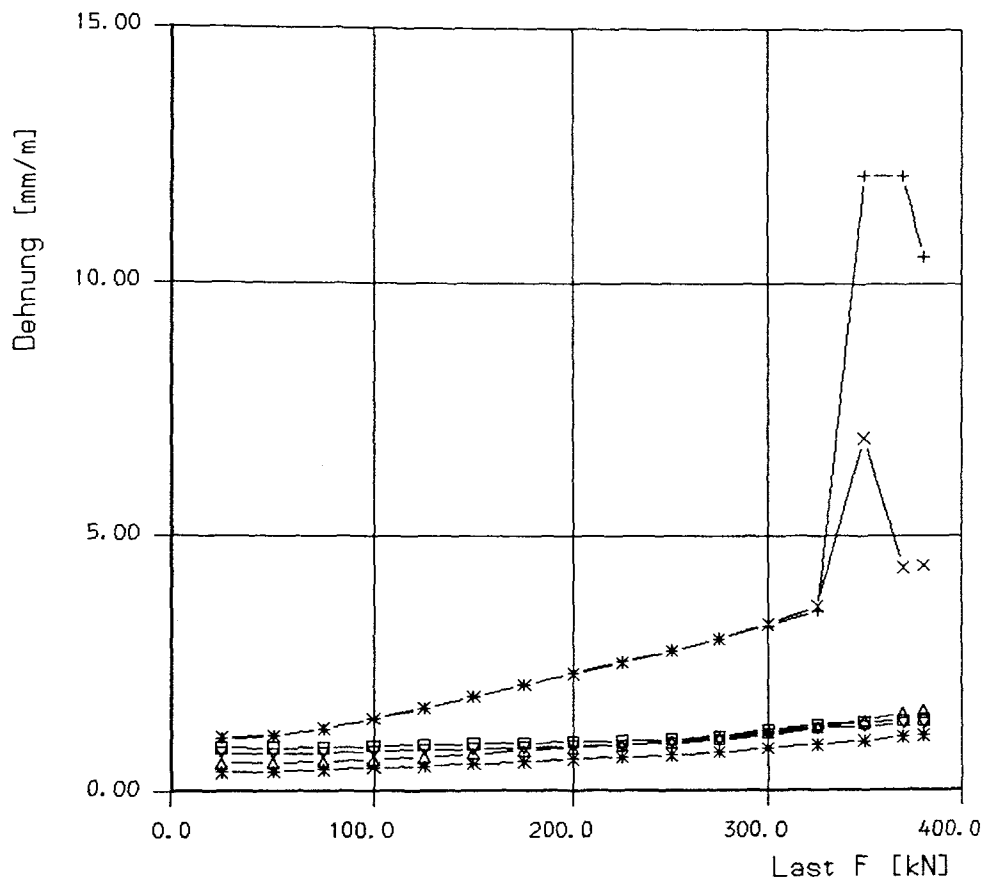
Gemessene Dehnung des Betonstahls der Längsbewehrung (1. Lage) von Balken 4, aufgetragen über der Balkenlänge (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- + Mess-Stelle DS21,  $x = 48$  cm
- x Mess-Stelle DS22,  $x = 48$  cm
- \* Mess-Stelle DS23,  $x = 427$  cm
- Δ Mess-Stelle DS24,  $x = 427$  cm
- ▽ Mess-Stelle DS25,  $x = 119$  cm
- ◊ Mess-Stelle DS26,  $x = 119$  cm

Bild 115:

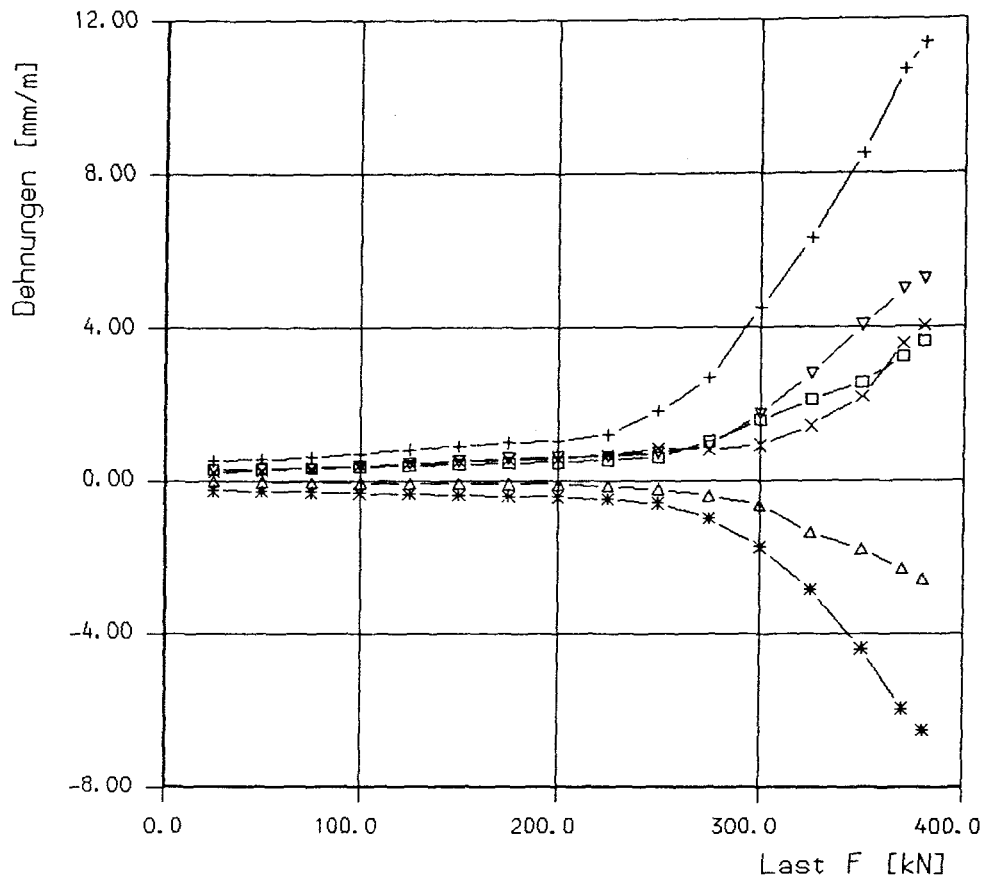
Gemessene Dehnung am Betonstahl der Stegbügel von Balken 4, infolge statischer Belastung bis zum Bruch, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



- + Mess-Stelle DS27, x = 356 cm
- x Mess-Stelle DS28, x = 356 cm
- \* Mess-Stelle DS29, x = 119 cm
- Δ Mess-Stelle DS30, x = 119 cm
- ▽ Mess-Stelle DS31, x = 356 cm
- Mess-Stelle DS32, x = 356 cm

**Bild 116:**

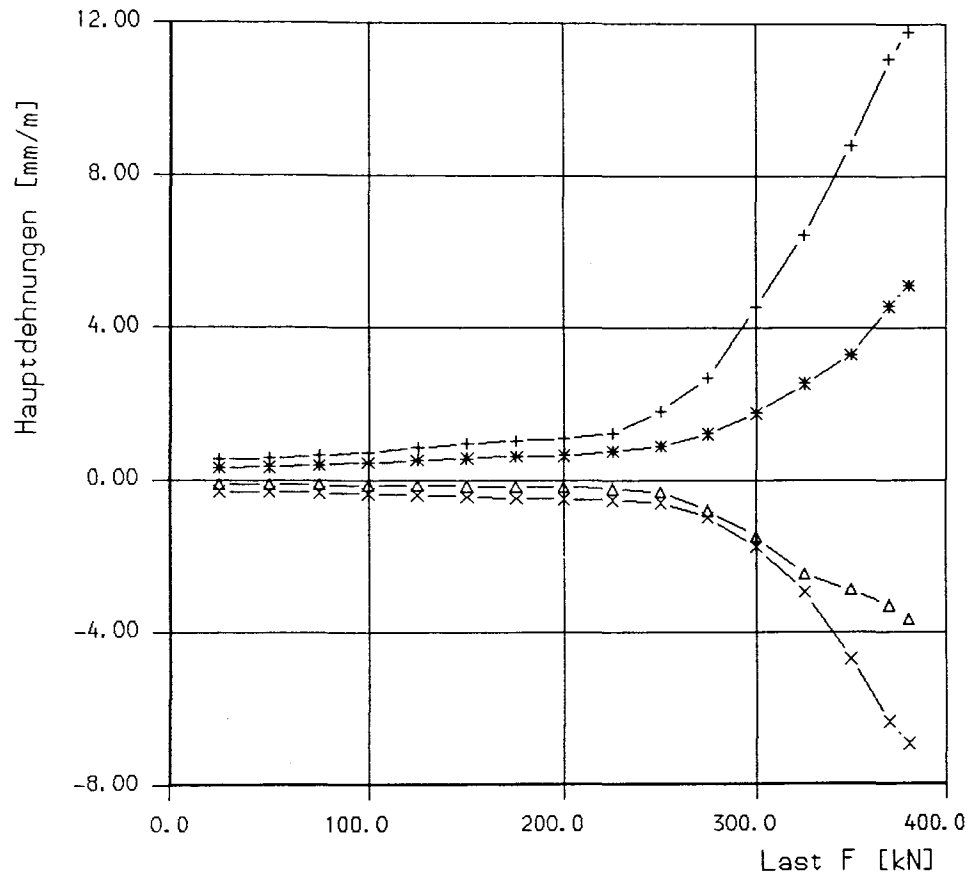
Gemessene Dehnung am Betonstahl der Stegbügel von Balken 4, infolge statischer Belastung bis zum Bruch, aufgetragen über der Anzahl der Lastwechsel.



- + Mess-Stelle DS52, Auflager A,  $\alpha = 0$
- x Mess-Stelle DS53, Auflager B,  $\alpha = 0$
- \* Mess-Stelle DS54, Auflager A,  $\alpha = 90$
- $\Delta$  Mess-Stelle DS55, Auflager B,  $\alpha = 90$
- $\nabla$  Mess-Stelle DS56, Auflager A,  $\alpha = 135$
- $\square$  Mess-Stelle DS57, Auflager B,  $\alpha = 45$

Bild 117:

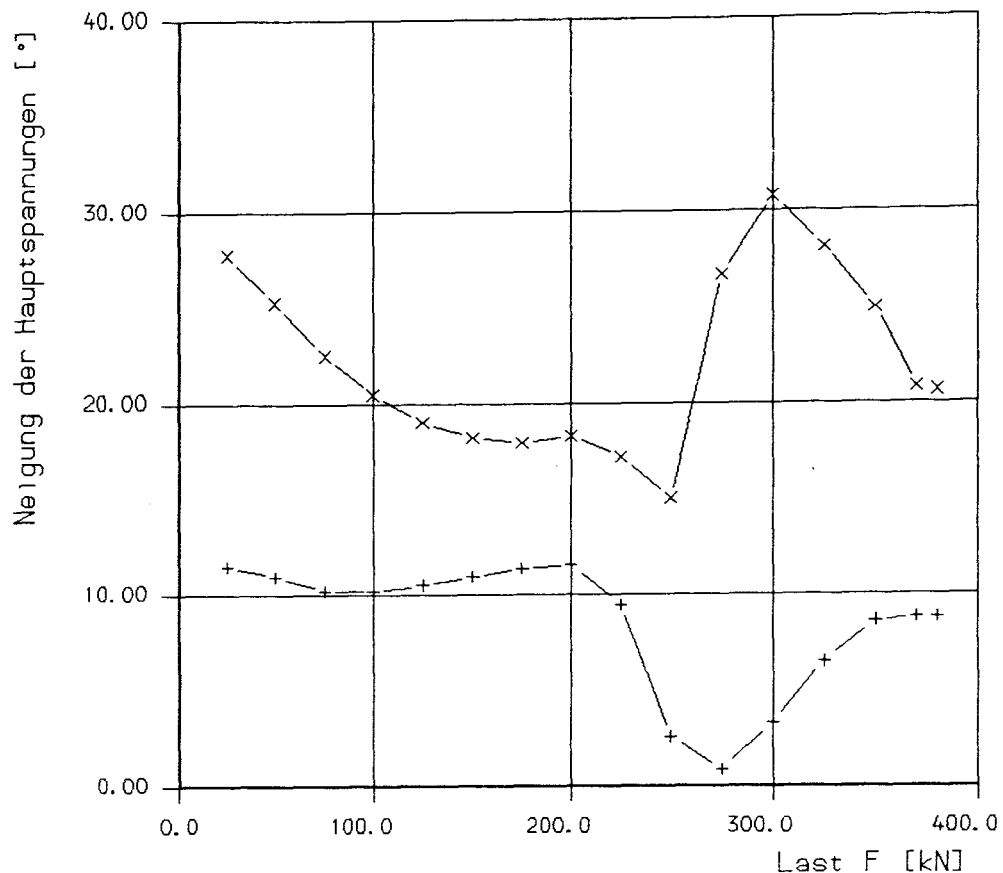
Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung im Stahl der Endverankerung des Formstahls von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



- + Eps1, Auflager A
- x Eps2, Auflager A
- \* Eps1, Auflager B
- Δ Eps2, Auflager B

**Bild 118:**

Hauptdehnungen im Stahl der Endverankerung berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.

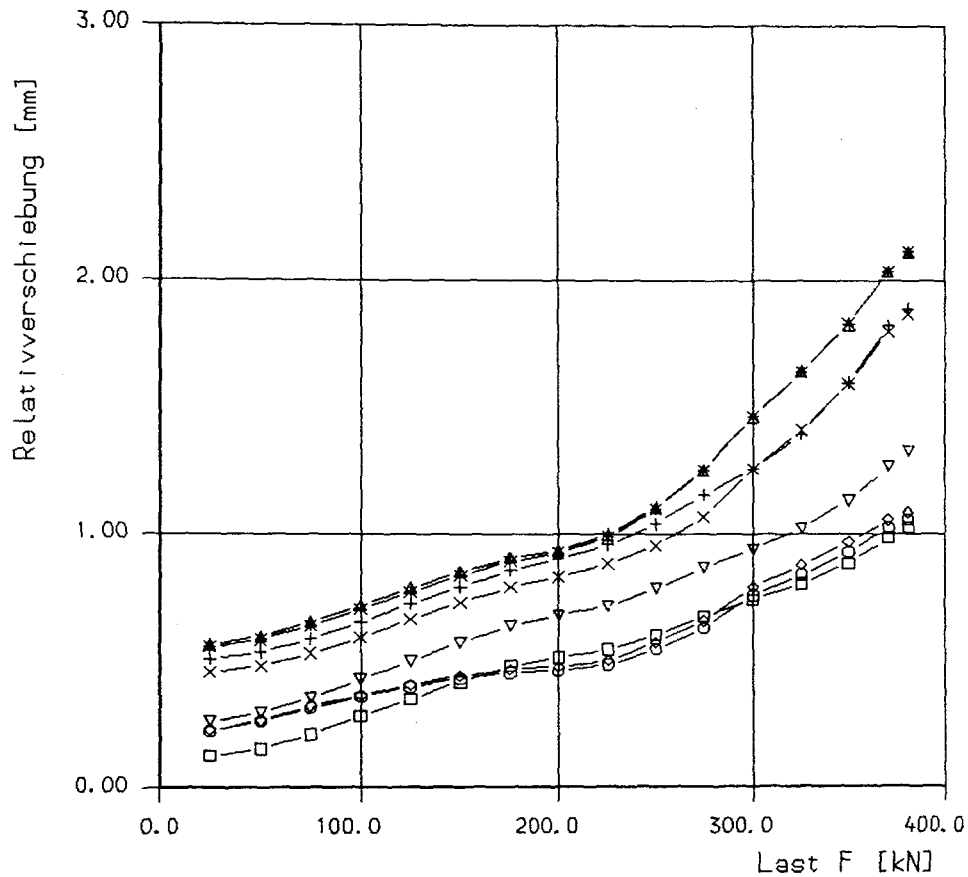


+ Alpha1, Mess-Stellen DS52, DS54, DS56, Auflager A  
x Alpha1, Mess-Stellen DS53, DS55, DS57, Auflager B

**Bild 119:**

Neigung der Hauptzugspannung im Stahl der Endverankerung des Formstahls berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen DS 52 bis DS 57 von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.

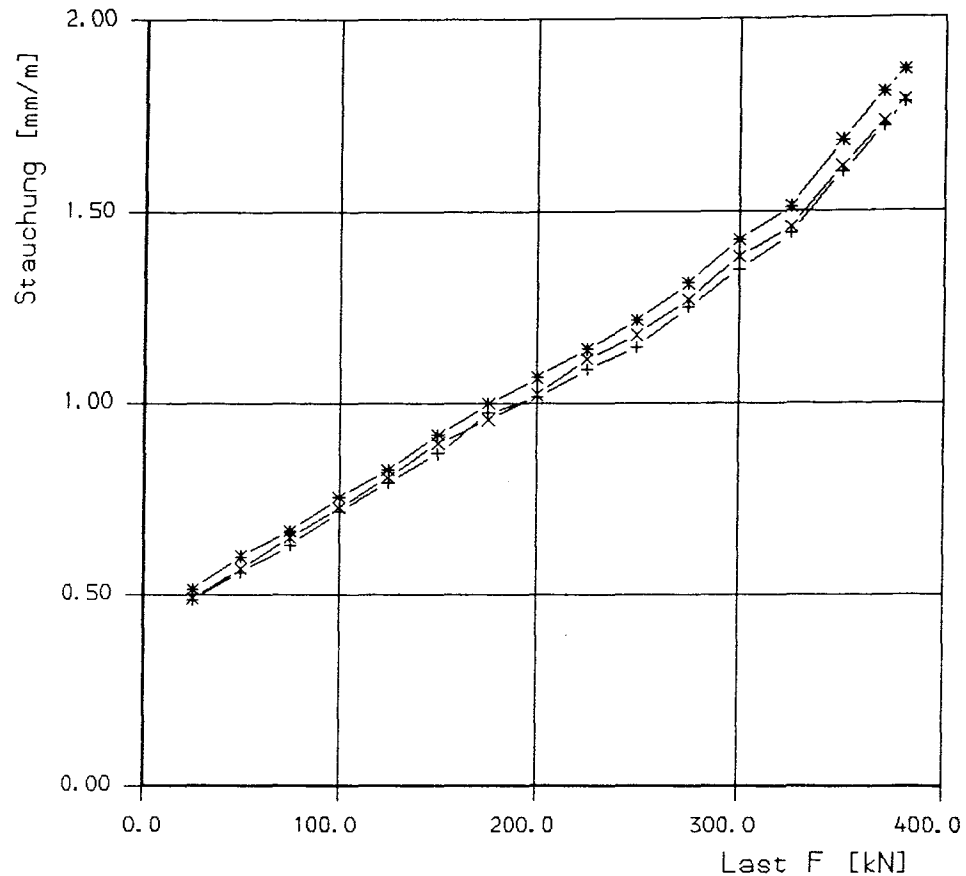




- + Mess-Stelle W61, x = 60 cm
- x Mess-Stelle W62, x = 60 cm
- \* Mess-Stelle W63, x = 415 cm
- Δ Mess-Stelle W64, x = 415 cm
- ▽ Mess-Stelle W65, x = 120 cm
- Mess-Stelle W66, x = 120 cm
- ◇ Mess-Stelle W67, x = 297,5 cm
- Mess-Stelle W68, x = 297,5 cm

**Bild 120:**

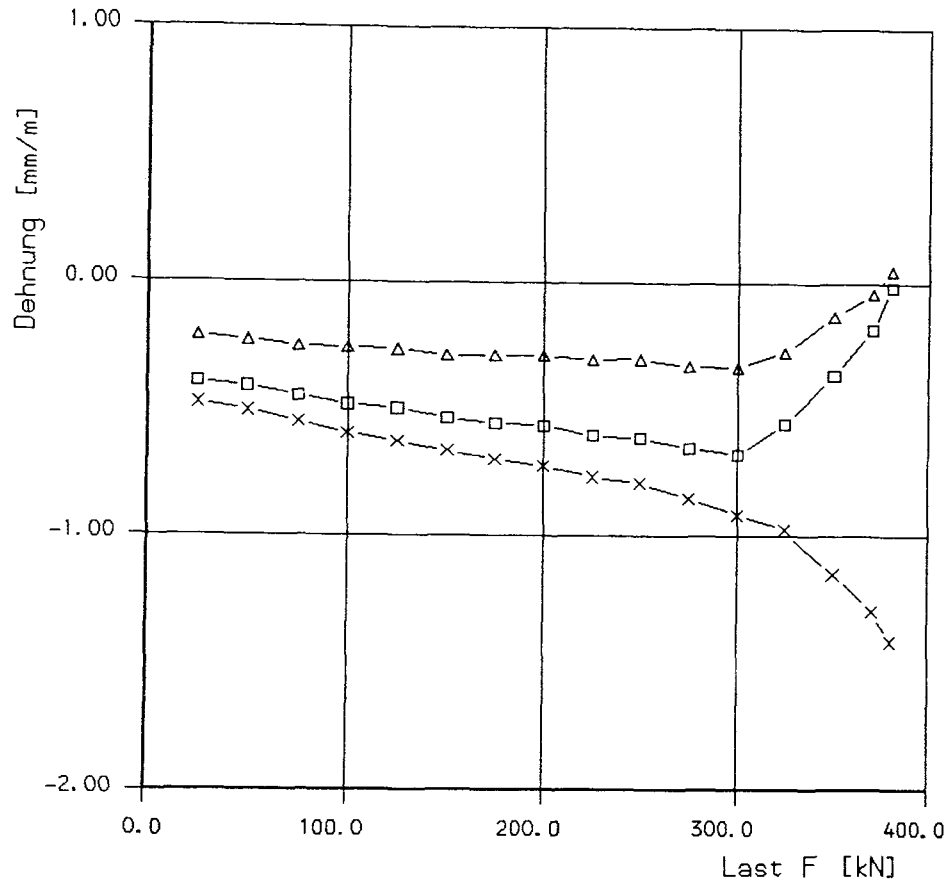
Gemessene Relativverschiebung in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



+ Mess-Stelle SD72  
× Mess-Stelle SD73  
\* Mess-Stelle SD74

**Bild 121:**

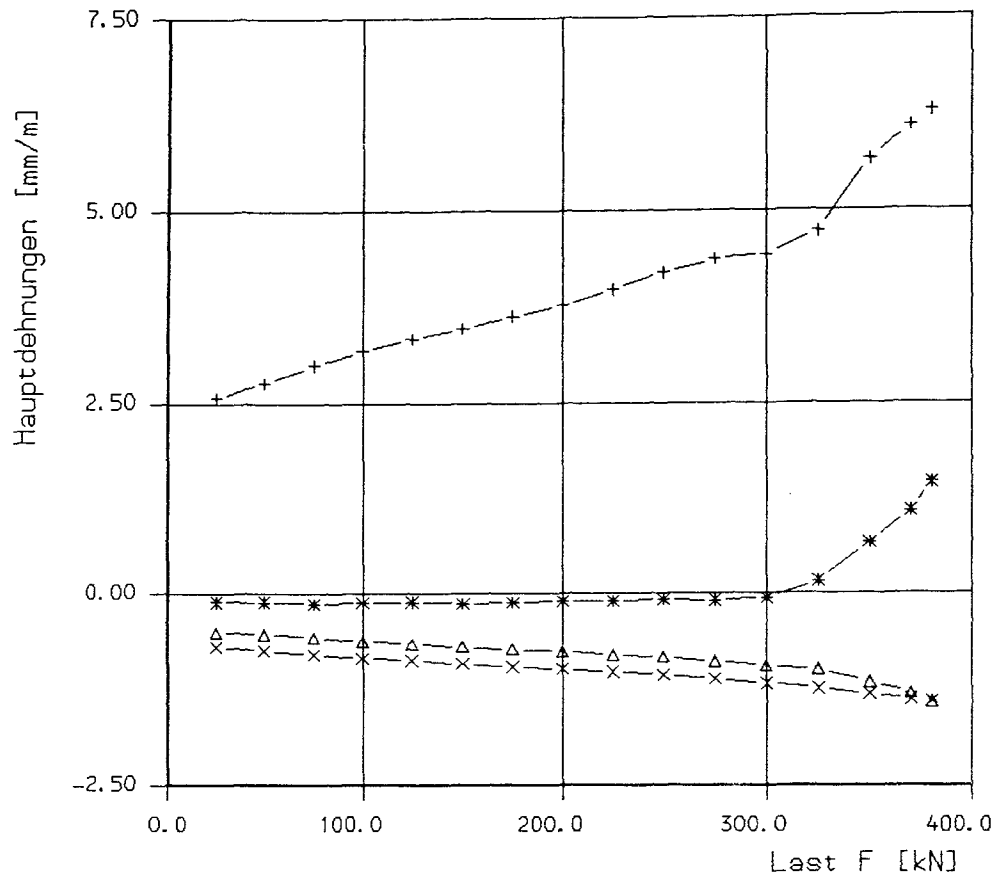
Gemessene Stauchung im Beton am oberen Rand der Biegedruckzone in Feldmitte von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



- x Mess-Stelle SD76,  $\alpha = 135$
- Δ Mess-Stelle SD78,  $\alpha = 90$
- Mess-Stelle SD80,  $\alpha = 0$

Bild 122:

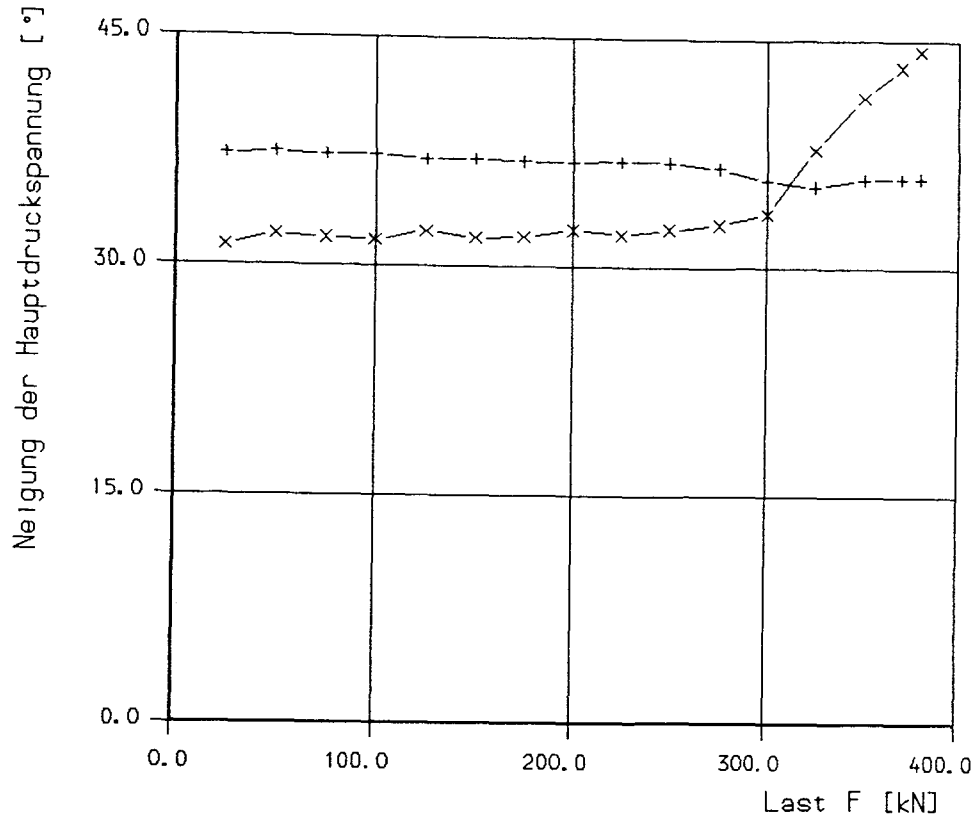
Jeweils in drei Richtungen gemessene Dehnung am Beton der zur den Auflagern führenden geneigten Druckstreben von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



+ Eps1, x = 48 cm  
 x Eps2, x = 48 cm  
 \* Eps1, x = 427 cm  
 Δ Eps2, x = 427 cm

Bild 123:

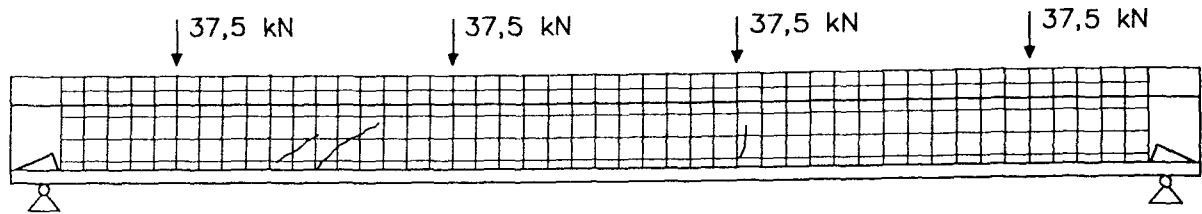
Hauptdehnungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 75 bis SD 80 von Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch.



+ Alpha2  
x Alpha1

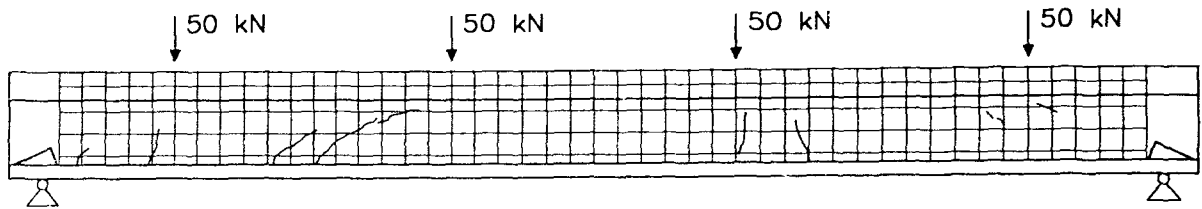
**Bild 124:**

Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton der zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben berechnet aus den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Meßstellen SD 53 bis SD 55 und SD 62 bis SD 64 an Balken 4, aufgetragen über der Last F (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4) infolge statischer Belastung bis zum Bruch. Die Winkel nehmen Bezug auf die horizontale Balkenachse, positive Drehrichtung am Auflager B im Uhrzeigersinn und am Auflager A entgegengesetzt.



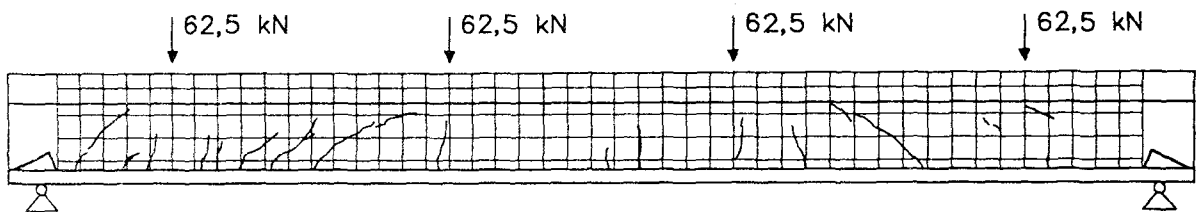
Laststufe L5

0 Lastwechsel



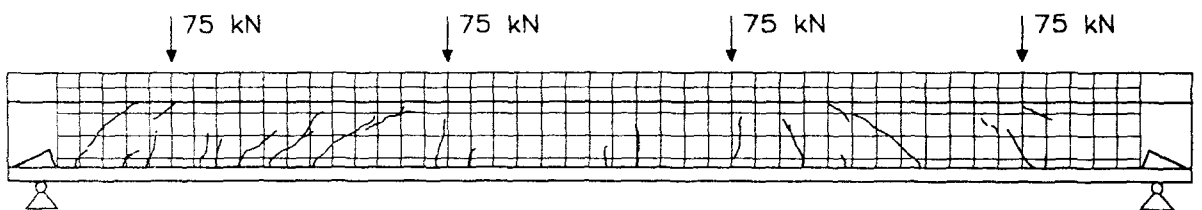
Laststufe L6

0 Lastwechsel



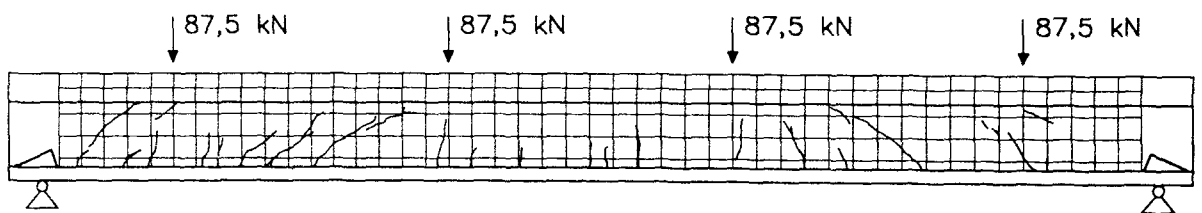
Laststufe L7

0 Lastwechsel



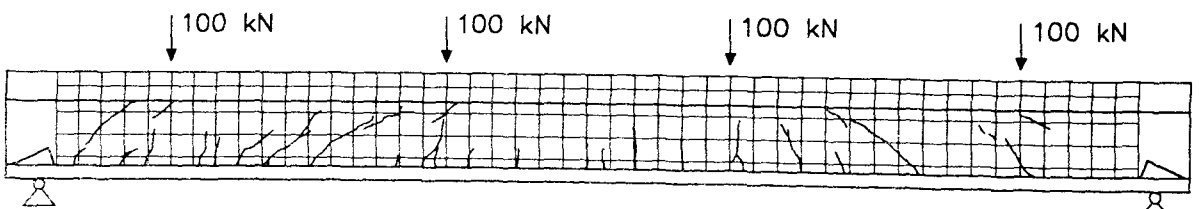
Laststufe L8

0 Lastwechsel



Laststufe L9

0 Lastwechsel

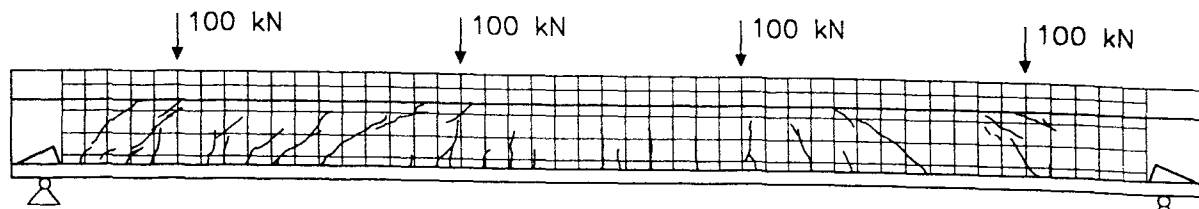


Laststufe L10

0 Lastwechsel

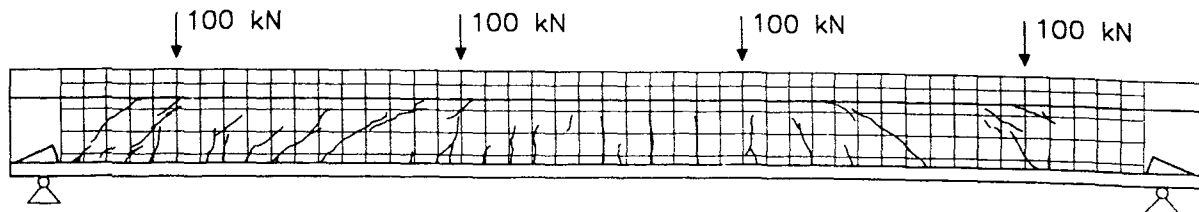
Bild 125:

Vom Balken 4 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



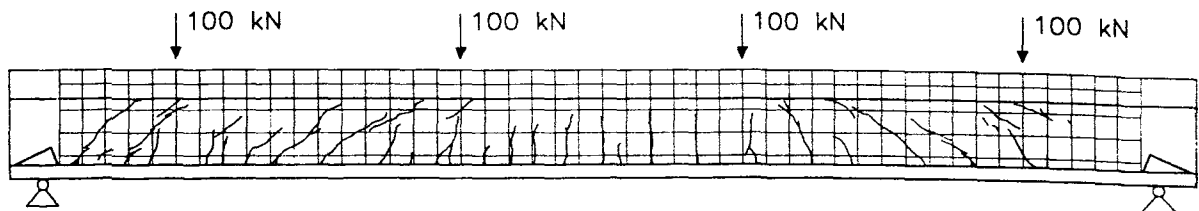
Laststufe L15

10 Lastwechsel



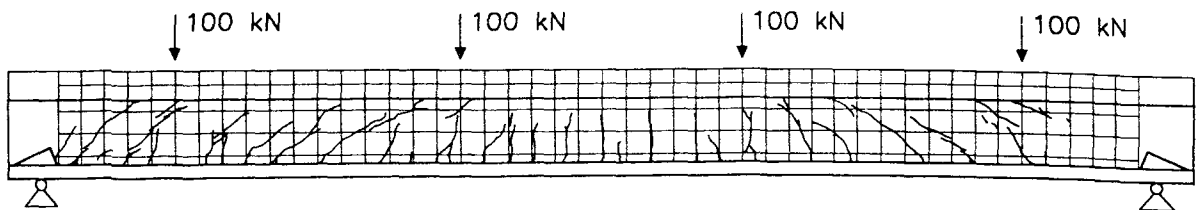
Laststufe L17

100 Lastwechsel



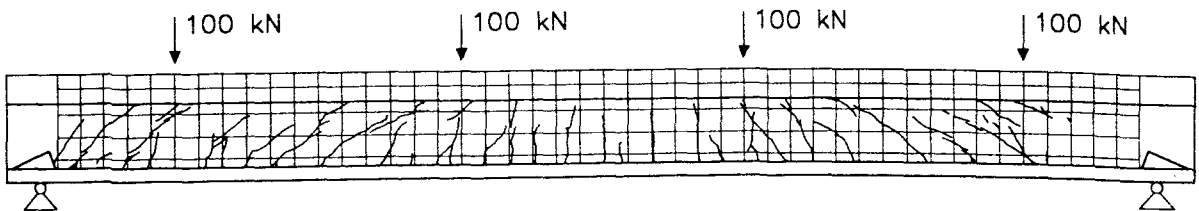
Laststufe L19

1000 Lastwechsel



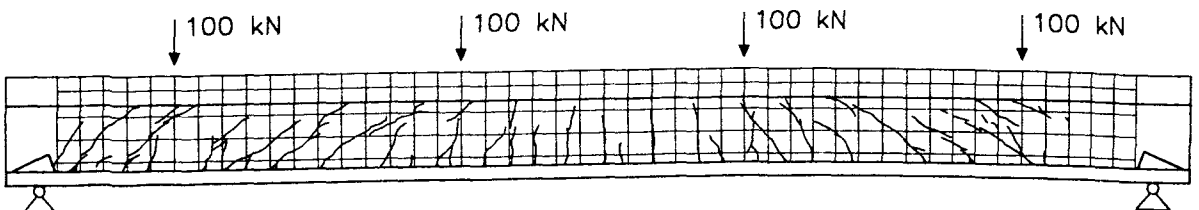
Laststufe L21

10 000 Lastwechsel



Laststufe L23

100 000 Lastwechsel

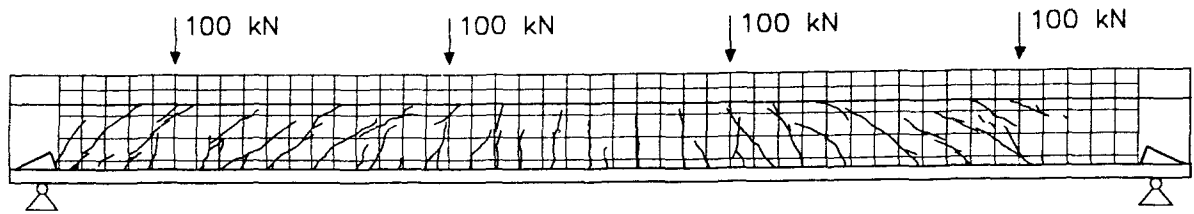


Laststufe L25

300 000 Lastwechsel

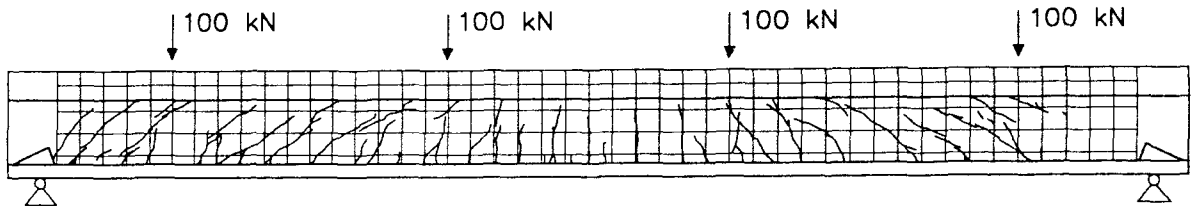
**Bild 126:**

Vom Balken 4 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).



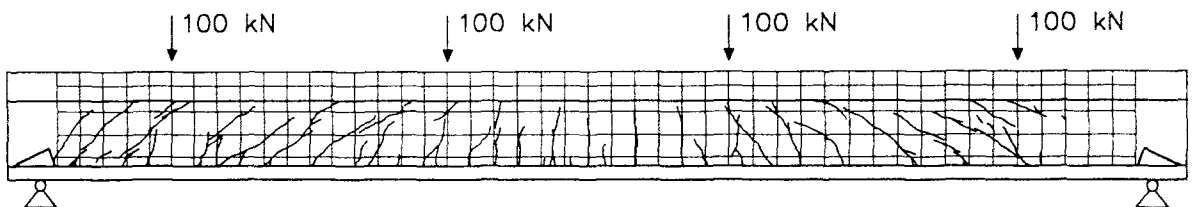
Laststufe L27

600 000 Lastwechsel



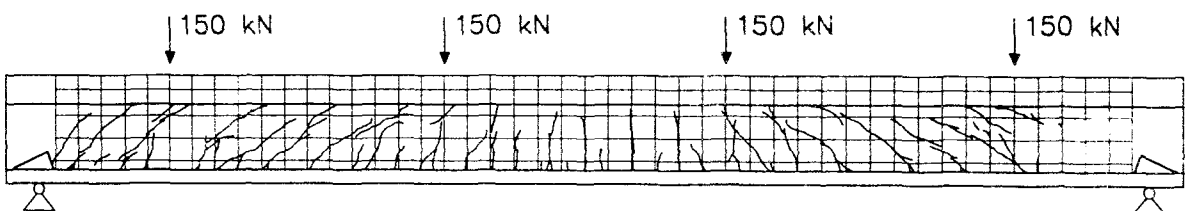
Laststufe L31

1 500 000 Lastwechsel



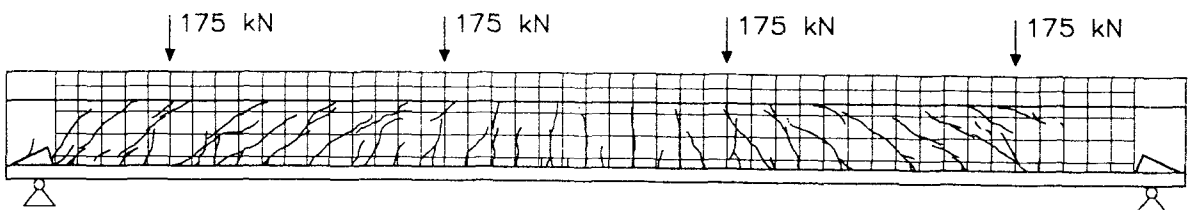
Laststufe L33

2 000 000 Lastwechsel



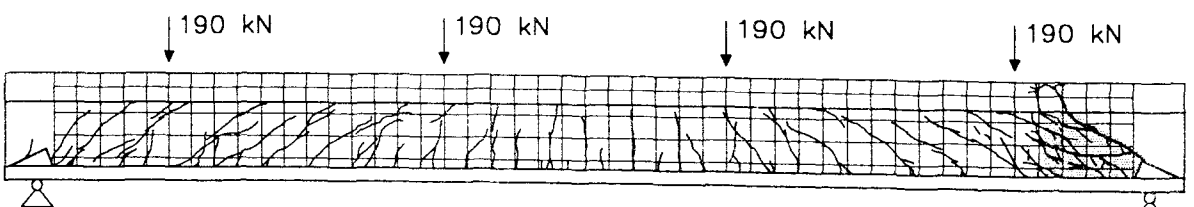
Laststufe L45

2 000 000 Lastwechsel



Laststufe L47

2 000 000 Lastwechsel



Laststufe L49

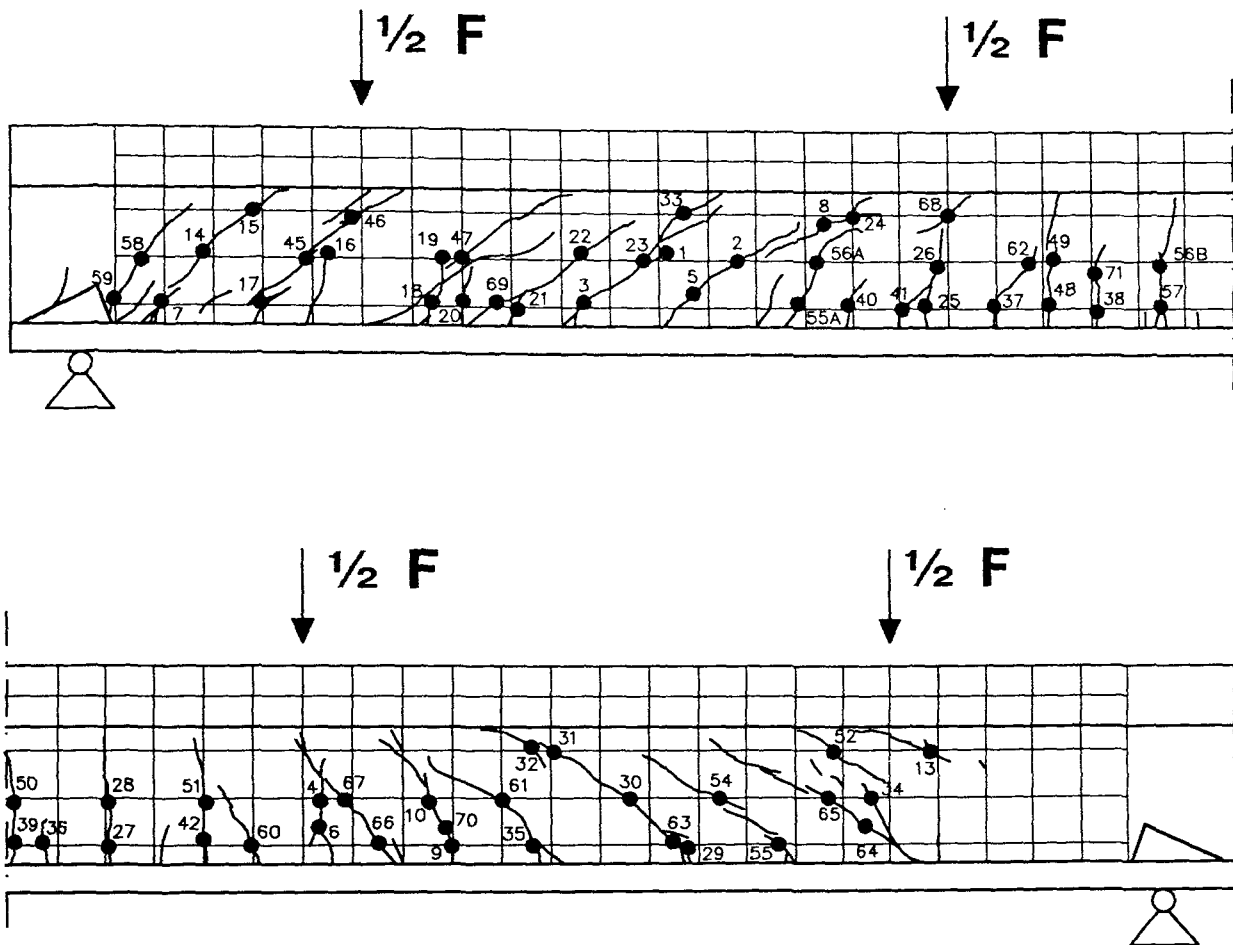
2 000 000 Lastwechsel

Bild 127:

(Bruchlast)

Von Balken 4 abgezeichnetes Rißbild für die angegebenen Laststufen (Last F: vgl. Versuchsaufbau in Bild 4).





**Bild 128:**

Rißmeßstellen von Balken 4.

Lastwechsel	0	0	0	0	0	0	10	100	10 <sup>3</sup>
Laststufe	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L15	L17	L19
Last F [kN]	75	100	125	150	175	200	200	200	200
Rißmeßstellen-Nr.									
1	4	4	4	4	4	4	4	4	4
2	6	10	11	14	20	24	26	28	32
3	2	2	2	2	2	2	3	-	-
3' *	-	-	-	-	-	-	18	20	20
4	4	5	5	6	8	10	10	12	14
5	4	7	10	12	20	22	26	28	30
6	4	4	6	7	10	12	14	14	14
7	-	2	4	6	8	10	12	13	14
8	-	7	8	-	14	18	20	24	24
9	-	6	8	10	10	11	12	13	13
10	-	4	6	10	12	14	14	16	18
11	-	3	4	6	6	6	6	6	6
12	-	6	10	12	14	16	17	18	21
13	-	2	4	5	6	8	10	12	14
14	-	-	6	10	12	12	14	16	17
15	-	-	6	8	8	8	8	9	12
16	-	-	8	8	7	7	6	6	6
17	-	-	4	4	4	4	4	4	4
18	-	-	4	6	8	8	8	8	8
19	-	-	2	3	3	3	3	3	3
20	-	-	2	2	2	2	2	2	2
21	-	-	4	6	6	6	6	6	6
22	-	-	2	3	4	4	4	4	5
23	-	-	6	8	12	14	18	20	24
24	-	-	6	-	8	8	8	8	8
25	-	-	8	8	8	8	8	8	8
26	-	-	4	4	8	12	16	16	16
27	-	-	4	5	7	8	10	12	12
28	-	-	4	5	6	7	8	10	12
29	-	-	5	12	14	18	19	18	15
30	-	-	6	10	14	18	20	24	26
31	-	-	12	18	22	22	24	27	28
32	-	-	14	18	20	22	24	26	30
33	-	-	-	3	5	6	7	-	8
34	-	-	-	4	4	4	4	4	4
35	-	-	-	4	5	6	7	7	8
36	-	-	-	4	4	4	5	5	5
37	-	-	-	2	4	5	6	6	7
38	-	-	-	-	4	5	6	7	7
39	-	-	-	-	3	4	5	6	6
40	-	-	-	-	-	3	4	4	4
41	-	-	-	-	-	6	8	12	14
42	-	-	-	-	-	4	4	4	4
43	-	-	-	-	-	6	10	12	14
44	-	-	-	-	-	6	8	10	13
45	-	-	-	-	-	-	5	7	8
46	-	-	-	-	-	-	4	5	7
47	-	-	-	-	-	-	2	3	3
48	-	-	-	-	-	-	5	6	6
49	-	-	-	-	-	-	6	7	8

\* Rißmarke 3 ab Laststufe 17 verändert

Tabelle 7:

Gemessene Rißbreiten von Balken 4 in [<sup>1</sup>/mm]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 128).

Lastwechsel	0	0	0	0	0	0	10	100	10 <sup>3</sup>
Laststufe	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L15	L17	L19
Last F [kN]	75	100	125	150	175	200	200	200	200
Rißmeßstellen-Nr.									
50	-	-	-	-	-	-	2	3	4
51	-	-	-	-	-	-	6	8	9
52	-	-	-	-	-	-	6	8	9
53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
54	-	-	-	-	-	-	-	-	6
55	-	-	-	-	-	-	-	-	8
55 B **	-	-	-	-	-	-	-	-	7
56	-	-	-	-	-	-	-	-	5
56 B **	-	-	-	-	-	-	-	-	10
57	-	-	-	-	-	-	-	-	8

\*\* neue Rißmarke

Tabelle 8:

Gemessene Rißbreiten von Balken 4 in [<sup>1</sup>/mm]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 128).

Lastwechsel	$10^4$	$10^5$	$3 \cdot 10^5$	$6 \cdot 10^5$	$10^6$	$1.5 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$
Laststufe	L21	L23	L25	L27	L29	L31	L33	L45	L47
Last F [kN]	200	200	200	200	200	200	200	300	350
Rißmeßstellen-Nr.									
1	4	4	4	4	4	4	4	4	4
2	34	36	38	38	39	39	42	52	58
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3' *	22	30	32	32	32	34	36	42	64
4	14	14	14	12	12	12	12	12	12
5	30	32	36	36	37	39	44	52	60
6	14	12	12	12	12	12	12	12	13
7	14	16	16	16	16	16	16	18	24
8	-	-	28	30	31	32	33	34	36
9	14	14	14	14	15	16	16	16	16
10	16	14	12	13	14	14	14	16	16
11	7	7	7	7	7	7	7	7	7
12	24	24	24	24	26	28	30	32	32
13	14	15	16	18	18	18	20	28	36
14	18	22	22	24	25	26	28	38	44
15	-	16	16	20	20	20	20	28	36
16	6	6	6	6	6	6	6	5	5
17	4	4	4	4	4	4	4	4	4
18	8	8	8	8	8	8	8	8	9
19	3	3	3	3	3	3	3	3	3
20	2	2	2	2	2	2	2	2	2
21	6	6	6	6	6	6	6	6	6
22	6	7	7	7	8	8	8	12	14
23	26	28	28	31	34	36	36	40	46
24	-	-	8	6	6	6	6	6	6
25	8	8	8	8	8	8	8	8	9
26	20	21	23	24	25	25	26	36	36
27	12	12	12	12	13	13	14	18	18
28	12	12	12	12	12	12	12	16	18
29	14	10	8	8	10	10	10	14	15
30	28	34	34	36	38	40	44	50	64
31	28	34	34	34	34	36	39	48	68
32	30	30	30	32	32	34	36	36	36
33	10	-	11	11	-	11	11	11	11
34	4	4	4	-	4	4	4	4	4
35	12	14	16	18	20	20	20	20	20
36	5	5	5	5	5	5	6	6	6
37	7	7	7	8	8	8	8	12	14
38	7	7	7	7	7	7	7	10	12
39	6	6	7	7	7	7	7	9	12
40	4	4	4	4	4	4	4	4	4
41	15	16	20	20	22	22	22	30	34
42	4	4	4	4	4	4	4	4	4
43	16	16	16	18	20	22	22	34	34
44	14	15	15	15	16	16	16	20	30
45	10	12	14	15	16	16	17	20	24
46	8	10	12	13	13	16	16	20	24
47	3	3	3	3	4	4	5	5	5
48	6	6	6	6	6	6	6	6	6
49	8	8	8	9	10	10	12	14	15

\* Rißmarke 3 ab Laststufe 17 verändert

Tabelle 9:

Gemessene Rißbreiten von Balken 4 in [ $\frac{1}{\text{mm}}$ ]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 128).

Lastwechsel	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	3*10 <sup>5</sup>	6*10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	1.5*10 <sup>6</sup>	2*10 <sup>6</sup>	2*10 <sup>6</sup>	2*10 <sup>6</sup>
Laststufe	L21	L23	L25	L27	L29	L31	L33	L45	L47
Last F [kN]	200	200	200	200	200	200	200	300	350
Rißmeßstellen-Nr.									
50	4	5	5	5	5	5	5	6	9
51	9	10	10	10	10	10	10	14	19
52	10	10	10	10	10	10	10	10	10
53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
54	7	14	14	14	15	15	16	18	20
55	10	12	12	14	16	16	16	24	28
55 B *	10	13	14	15	16	17	18	18	22
56	6	6	7	8	10	11	11	16	24
56 B *	10	10	12	13	13	13	13	16	18
57	8	8	10	10	10	10	10	12	14
58	5	6	6	6	7	7	7	8	12
59	12	14	16	18	19	19	19	20	20
60	4	5	5	5	6	6	6	9	11
61	6	8	10	11	15	17	18	28	36
62	3	3	3	3	3	4	4	4	4
63	-	24	26	32	44	56	57	74	74
64	-	14	16	20	25	25	28	36	60
65	-	8	10	14	15	16	16	26	36
66	-	13	17	17	18	18	18	21	26
67	-	10	14	15	15	18	18	30	38
68	-	-	10	10	-	11	12	12	13
69	-	-	6	8	8	8	9	14	22
70	-	-	-	-	36	40	42	46	56
71	-	-	-	-	-	-	-	-	14

\* neue Rißmarke

Tabelle 10:

Gemessene Rißbreiten von Balken 4 in [<sup>1</sup>/mm]  
(Rißmeßstellen siehe Bild 128).

#### 4.5. Bewertung der Ergebnisse der Versuchsdurchführung

Beobachtungen während der Versuchsdurchführung und die Ergebnisse der durchgeführten Messungen der Relativverschiebungen in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl und Beton zeigten, daß der Haftverbund schon unterhalb der rechnerischen Gebrauchslasten gelöst wurde. Jedoch zeigten die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Formstählen zwischen den Meßstellen in Auflagernähe und denjenigen im mittleren Bereich der Balken bis zur Bruchlast deutliche Differenzen. Dies bestätigt, daß formstahlbewehrte Stahlbetonbalken ihre Lasten mit einem kombinierten Tragmodell aus Fachwerksystem und Sprengwerk- bzw. Bogen-Zugband-System abtragen. Dabei bewirkt eine Schwellbeanspruchung eine stärkere Annäherung an das reine Sprengwerk bzw. Bogen-Zugband-System (angestrebtes Tragsystem). Die Tabelle 11 zeigt zum Vergleich die wichtigsten Meßergebnisse von Balken 1 bis 4.

Die unter den rechnerischen Gebrauchslasten gemessenen Durchbiegungen von 14,6 mm bis 23,8 mm liegen für einen Einfeldträger mit einer Spannweite von 4.75 m in der für Stahlbeton-, Verbund- oder Stahlträger üblichen Größenordnung. Die unter Gebrauchslast entstandenen Rißbildungen sind (mit Ausnahme von Balken 4) durch kleine Rißbreiten sowie enge Rißabstände von rd. 10 cm gekennzeichnet und stellen damit keine Einschränkung der Gebrauchsfähigkeit dar.

Wie die Versuche gezeigt haben, stellen sich in den Trägerendbereichen anfangs die nach Festigkeitstheorie zu erwartenden, mit rd.  $45^\circ$  geneigten Schubrisse ein. Bei höheren Lasten nimmt die Rißneigung kleinere Winkel an und es zeichnet sich damit die flach geneigte Druckstrebe des Druckbogens ab. Hierbei krümmt sich der Rißverlauf und teilweise werden die rd.  $45^\circ$  geneigten Risse von flachger geneigten Rissen gekreuzt. Damit das gewünschte Bogen-Zugband-System nicht durch einzelne breite,  $45^\circ$  geneigte Schubrisse gestört wird, sind die Rißbreiten durch eine entsprechende Bewehrung zu beschränken. Bei den Versuchs-





		Balken 1 	Balken 2 	Balken 3 	Balken 4 
Eigengewicht g	kN/m	1,225	1,225	1,575	2,980
Bruchlast $F_U$	kN/m	100	110	127,5	380
Meßergebnisse für die Laststufe mit rechnerischer Gebrauchslast					
rechn. Gebrauchslast	kN	50	50	60	200
Mittendurchbiegung	mm	15,6	15,3 (23,8)	14,6	11,8 (16,51)
max. Dehnung im Formstahl	mm/m	0,96	1,04 (0,87)	1,18	0,90 (0,79)
max. Dehnung in der Längsbew.(BSt)	mm/m	1,10	1,02 (1,41)	1,08	1,06 (1,32)
max. Dehnung in der Schubbewehrung	mm/m	0,02	0,12 (0,07)	0,32	1,69 (2,28)
max. Stauchung in der Biegedruckzone	mm/m	1,05	1,05 (1,93)	0,76 <sup>*</sup> /53	0,64 (1,04)
max. Stauchung in d. zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben	mm/m	0,13	0,09 (0,35)	0,06 <sup>*</sup> /53	0,42 (0,98)
max. Rißbreite	mm	0,07/BR	0,06BR (0,10BR)	0,12 <sup>*</sup> BR/53	0,24SR (0,57SR)
Ergebnisse der letzten Messung vor dem Bruch					
F	kN	90	107,5	125	380
Mittendurchbiegung		33,9	52,4	49,9	31,9
max. Dehnung im Formstahl		3,26	3,44	6,45	2,85
max. Dehnung in der Längsbew. (BSt)		2,30	2,54	3,03	2,67
max. Dehnung in der Schubbewehrung		0,12	0,50	0,98	7,48
max. Stauchung in der Biegedruckzone		2,40	3,91	4,14	1,81
max. Stauchung in d. zu den Auflagern führenden geneigten Druckstreben		0,24	0,50	0,38	1,41
max. Rißbreite		0,12/BR	0,30SR <sup>*</sup> /100 (0,24BR /100)	0,44SR <sup>*</sup> /117,5 (0,22BR /117,5)	0,74SR <sup>*</sup> /350

Tabelle 11:

Zusammenstellung ausgewählter Meßergebnisse von Balken 1 bis Balken 4. Die angegebenen Werte sind teilweise aus 2 Meßergebnissen gemittelt. Die eingeklammerten Werte geben die Meßergebnisse nach  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln an. Die Abkürzung BR und SR kennzeichnen den Riß deren Rißbreite angegeben ist als Biege- (BR) oder Schubriß (SR). Die mit \*) gekennzeichneten Zahlen sind Meßwerte der vorangegangenen Laststufen mit hinter dem Schrägstrich angegebene Last F.

balken 1 bis 3 hat sich der mittig angeordnete Streifen aus Baustahlgewebe dafür gut bewährt.

Offensichtlich führte die schmale Druckzone mit mittig angeordneter Betonstahlmatte zu vorzeitigem Versagen von Balken 1 durch Biegedruckbruch (siehe Abschnitt 4.4.1.). Für Querschnitte mit schmaler Druckzone (wie Balken 1) und einem einfachen Mattenstreifen als Schubbewehrung ist deshalb für die Biegebemessung die Ausnutzung der maximalen Stauchung in der Biegedruckzone über 2,5 ‰ ohne weitere Untersuchungen nicht zu empfehlen.

Die Schwellbeanspruchung von Balken 4 ergab eine sehr hohe Druckbeanspruchung der Betonfläche vor der Endverankerung. Ohne weitere Untersuchungen an Endverankerungen für U-Profile ist eine größere Ausbildung der lastübertragenden Stirnfläche als bei Balken 4 empfehlenswert.

Die Biegetragfähigkeit der Versuchsbalken wurde mit Hilfe des am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz vorhandenen Programms PBMS (Programmautor Prof. Dr.-Ing. U. Quast) in Anlehnung an die Bemessung üblicher Stahlbetonbalken nachgerechnet. Das Programmsystem PBMS ermöglicht sowohl die Querschnittsbemessung als auch die Ermittlung der Dehnungen und der Bruchlasten für verschiedene vorgegebene Werkstoffgesetze von Stahl und Beton.

Die Nachrechnung der Biegetragfähigkeit erfolgte sowohl für die Werkstoffgesetze gem. DIN 1045 als auch für an den Materialien direkt gemessenen Werkstoffkennwerte. Eine Zusammenstellung der angesetzten Werkstoffkennwerte und der Rechenergebnisse enthalten die Tabellen A 81 und A 82.

Die Schubtragfähigkeit der Versuchsbalken wurde mit der Standardmethode nach Eurocode 2 (EC 2) [8] in Anlehnung an die Bemessung üblicher Stahlbetonbalken nachgerechnet. Nach EC 2 setzt sich die Schubtragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens aus einem Anteil des Betonquerschnittes und einem Anteil einer vorhandenen Schubbewehrung zusammen. Dem Anteil der vorhandenen



Schubbewehrung liegt das klassische Fachwerkmodell mit Druckstreben unter  $45^\circ$  zugrunde. Auf die Querkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes haben Längsbewehrungsgrad (Verdübelungseffekt) und Normalkräfte in Form einer Vorspannung einen traglaststeigernden Einfluß. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erzeugt die Formstahlbewehrung über die Endverankerungen eine äußere Normalkraft auf den Betonquerschnitt mit der Größe  $A_s \cdot \sigma_s$ , durch die der Einfluß des Formstahlprofils auf die Schubtragfähigkeit berücksichtigt werden kann. Jedoch ist der Einfluß der Formstahlbewehrung auf die Schubtragfähigkeit wie in den Tabellen A 83 (Werkstoffgesetze nach EC 2) und A 84 (mit an den Materialien direkt gemess. Werkstoffkennwerten) in einfacherer Weise auch über die Anrechnung des Formstahlquerschnittes beim Längsbewehrungsgrad möglich. Für die untersuchten Balken lieferten beide Nachweismethoden gut übereinstimmende Ergebnisse.

Die im Versuch erreichten Biegetragfähigkeiten lagen bei

Balken 1 um 13 %,

Balken 2 um 24 %,

Balken 3 um 33 %

und bei Balken 4 um 7 %

über den, unter Ansatz der Materialfestigkeiten gem. DIN 1045 bzw. EC 2 rechnerisch ermittelten Biegetragfähigkeiten. Die im Versuch erreichte Schubtragfähigkeit lag unter Ansatz der Normwerte für die Materialeigenschaften mit 10 bis 41 % ebenfalls deutlich über der rechnerisch bestimmten Schubtragfähigkeit. Bei Ansatz gemessener Materialfestigkeiten - wobei für die Betonfestigkeit die Prismenfestigkeit zugrunde gelegt wurde - ergab die Nachrechnung bei:

Balken 1 ein um 14 %,

Balken 2 ein um 5 %

und bei Balken 4 ein um 9 %

größeres Bruchmoment als das im Versuch erreichte. Nur bei Balken 3 war das so errechnete Bruchmoment um 5 % kleiner als das im Versuch erreichte Bruchmoment. Analog war die so errechnete Schubtragfähigkeit bei Balken 1 um 7 %, bei Balken 2 um 2 % größer und bei Balken 3 um 13 % sowie bei Balken 4 um 15 % kleiner als die im Versuch erreichte Querkrafttragfähigkeit.




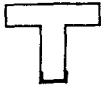
		Balken 1	Balken 2	Balken 3	Balken 4
					
Eigengewicht g	kN/m	1,225	1,225	1,575	2,98
Bruchlast F <sub>U</sub>	kN/m	100	110	127,5	380
Bruchschnittgrößen					
$M_U = -\left(F_U + \frac{g \cdot l}{2}\right) \frac{l}{4}$	kNm	122,2	134,1	155,8	459,7
$Q_U = F_U + \frac{g \cdot l}{2}$	kN	102,9	112,9	131,2	387,1
rechn. Bruchmoment mit Nennwerten für d <sub>s</sub> , β <sub>r</sub> , β <sub>s</sub> n. DIN 488 und DIN 1045 (vgl. Tab. A81)	kNm	108,1	108,1	117,3	429,6
rechn. Bruchmoment mit gemess. d <sub>s</sub> , β <sub>c</sub> , β <sub>s</sub> (vgl. Tab. A82)	kNm	139,1	140,8	148,6	501,5
rechn. Schubtragfähigkeit im Grenzzustand nach EC2 mit Nennwerten für d <sub>s</sub> , β <sub>r</sub> , β <sub>s</sub> n. DIN1045 (vgl. Tab. A83)	kN	93,5	93,5	93,5	277,5
rechn. Schubtragfähigkeit im Grenzzustand nach EC2 mit gemess. Werten für d <sub>s</sub> , β <sub>c</sub> , β <sub>s</sub> vgl. Tab. A84	kN	110,5	115,5	114,2	328,2
Schubdeckungsgrad nach DIN 1045	-	0,45	0,45	0,41	0,57

Tabelle 12:

Zusammenstellung der Bruchschnittgrößen von Balken 1 bis 4 mit Angabe des Schubdeckungsgrades nach DIN 1045.

Die Tabelle 12 gibt im Vergleich die rechnerisch bestimmten Bruchmomente und Schubtragfähigkeiten mit den im Versuch erreichten Bruchschnittgrößen sowie den Schubdeckungsgrad nach DIN 1045 von Balken 1 bis 4 an. Es ist danach möglich (und Ergebnisse der früher durchgeführten Versuche bestätigen diese Aussage) die Biegebruchsicherheit formstahlbewehrter Balken nach den üblichen Ansätzen für die Biegebruchsicherheit von Stahlbetonbalken bei Ansatz der Materialfestigkeiten gem. DIN 1045 zu ermitteln, auch wenn keine Verbundmittel im Bereich der Größtmomente der Balken an der Formstahlbewehrung angeordnet werden.

#### **4.6. Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung formstahlbewehrter Stahlbetonbalken**

##### **4.6.1. Biegebemessung**

Wie bereits im Kapitel 2 ausgeführt, ist es aus wirtschaftlichen Gründen wünschenswert, als Tragmodell ein Sprengwerk- bzw. Bogen-Zugband-System zu wählen. Dann lassen sich die Elemente dieses Tragsystems (Druckgurt, Zuggurt und die zum Auflager gerichtete geneigte Druckstrebe) einzeln mit bekannten Rechenansätzen nachweisen. Da sich jedoch nach den Ergebnissen der Traglastversuche infolge der im Verbund liegenden Betonstahlzulagen und der unvermeidlichen Verbundwirkung der Formstahlbewehrung eine Tragwirkung entsprechend der Fachwerktheorie einstellt, werden die äußeren Lasten durch ein kombiniertes Tragsystem (Fachwerk und Bogen-Zugband-System) abgetragen. Aus Verträglichkeitsbedingungen (z.B. gleiche Durchbiegung) läßt sich der Lastanteil der Einzelsysteme theoretisch bestimmen. Jedoch führt die Berücksichtigung aller wesentlichen Verträglichkeitsbedingungen zusammen mit der aus beiden Systemen kombinierten Beanspruchung der Betondruckstreben zu einer sehr komplexen Berechnung, die bei einer Praxisanwendung für die Bemessung vermieden werden sollte. An einer Formulierung eines, auf derartigen Grundlagen beruhenden vereinfachten Bemessungsverfahrens wird derzeit gearbeitet, die Ergebnisse wer-

den in einer späteren Veröffentlichung mitgeteilt.

Zur Zeit erscheint es sinnvoll, die Art der Biegebemessung formstahlbewehrter Stahlbetonbalken an die Bemessung üblicher Stahlbetonbalken anzulehnen. Der vorstehend ausgeführte Vergleich zwischen rechnerisch ermittelten Bruchmomenten mit den im Versuch erreichten Bruchmomenten zeigt, daß ein Nachweis der Biegetragfähigkeit von formstahlbewehrten Balken auf diese Art möglich ist. Zusammen mit den Erfahrungen aus vergangenen Versuchen und den vorliegenden Versuchsergebnissen kann die Formstahlbewehrung unter Berücksichtigung der Schwerpunktlage und der Festigkeit wie eine im Verbund liegende Betonstahlbewehrung angesetzt werden. Die im Bruchzustand erreichte Betonstauchung lag bei Balken 1 deutlich unterhalb der 3,5 ‰ gem. DIN 1045, was bei Bemessungen ggf. zu berücksichtigen wäre.

Bei einem Schubdeckungsgrad  $< 0,4$  wird nach jetzigen Erkenntnissen die Fließspannung in der Längsbewehrung nicht erreicht, so daß der Nachweis am Verbundquerschnitt zu hohe Bruchlasten liefert. In diesem Fall ist der Nachweis ausreichender Biegebruchsicherheit an einem gekoppelten Tragsystem (wie vorstehend beschrieben) zu führen.

#### **4.6.2. Nachweis der Querkrafttragfähigkeit**

Wie vorstehend bereits ausgeführt, kann bei formstahlbewehrten Stahlbetonbalken auf eine Schubbewehrung nicht vollständig verzichtet werden. Die im Verbund liegenden Betonstahlzulagen und die unvermeidbare Verbundwirkung der Formstahlbewehrung verhindern die Ausbildung eines reinen Sprengwerkes oder Bogen-Zugband-Systems, die theoretisch keine Schubbewehrung erfordern. Jedoch entstehen in jedem Fall vor den Endverankerungen Querspannungen infolge der Spannungsausbreitung von den lastübertragenden Stirnflächen der Endverankerungen auf die wirksamen Querschnitte der zu den Auflagern führenden Druckstreben, die durch eine Bewehrung abgedeckt werden müssen. Außerdem können schon bei niedrigen Laststufen Schubrisse unter

45° Neigung auftreten, wenn die schiefen Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Die Begrenzung deren Rißbreiten erfordert ebenfalls eine entsprechende Bewehrung.

Die bisher durchgeführten Versuche zeigten, daß annähernd volle Biegetragfähigkeiten nur mit einem Schubdeckungsgrad von  $\geq 0,40$  zu erreichen sind. Eine geringere Schubbewehrung ist unwirtschaftlich, da in solchen Fällen für die Biegebemessung die Biegebewehrung nicht bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden kann. Außerdem liegen bisher für das tatsächliche Tragverhalten bei einer Schubdeckung unter 0,40 keine ausreichenden Versuchsergebnisse vor.

Die Bemessung der Schubbewehrung kann mit der Standardmethode nach EC 2 [8] erfolgen. Dabei erscheint es sinnvoll, den Einfluß der Formstahlbewehrung durch Berücksichtigung des Formstahlquerschnittes beim Längsbewehrungsgrad zu erfassen. Die Ergebnisse einer solchen Vergleichsrechnung in Tabelle 12 zeigen, daß hiernach die Schubtragfähigkeit querkraftbeanspruchter formstahlbewehrter Stahlbetonbalken auf der sicheren Seite liegend bestimmt werden kann.

Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung der Schubtragfähigkeit von formstahlbewehrten Stahlbetonbalken bieten die Ansätze nach Heft 381 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [5]. Die hiermit berechnete Schubtragfähigkeit ergab ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den nach Eurocode 2 ermittelten Werten.

Stahlbetonbalken mit einer vereinfachten Schubbewehrung in Form einer einfachen Betonstahlmatte sind naturgemäß nicht geeignet, nennenswerte Torsionsmomente zu übertragen. Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit unter Torsionsbeanspruchung wurden an derartigen Balken bisher nicht durchgeführt. Es ist jedoch anzunehmen, daß die üblichen Bemessungsverfahren für torsionsbeanspruchte Stahlbetonbalken auch für formstahlbewehrte Stahlbetonbalken zutreffende Ergebnisse liefern.

#### **4.6.3. Konstruktive Ausbildung formstahlbewehrter Stahlbetonbalken**

Das für formstahlbewehrte Stahlbetonbalken anzustrebende Tragmodell eines Sprengwerkes oder Bogen-Zugband-Systems erfordert eine kräftige Ausbildung der Endverankerung der Formstahlbewehrung. Die Endverankerung, ihre Befestigung an dem Formstahlprofil und die lastübertragenden Stirnflächen sind für die maximal möglichen Zugbandkräfte zu bemessen. Es erscheint zweckmäßig, hierbei im voraus eine spätere Verstärkung des Zugbandes für eine mögliche Laststeigerung zu berücksichtigen. Weitere Verbundmittel sind nicht erforderlich und sollten auch nicht vorgesehen werden, da sie die (hier nicht erwünschte) Ausbildung eines Fachwerk-Tragsystems begünstigen.

Die Nutzung des freiliegenden Stahlprofils als Befestigungsmöglichkeit für nennenswerte Lasten (z.B. für Installationen) erfordert eine entsprechende Bewehrung, wodurch die angehängten Lasten in die Druckzone des Querschnitts "hochgehängt" werden. Besonders geeignet erscheint hier die Verwendung eines C-Profils als Formstahlbewehrung, das sich ohne weitere Maßnahmen selbst im Beton verankert und die angehängten Lasten über die vorhandene Schubbewehrung in die Druckzone leitet. Die Tragfähigkeit des C-Profils für solche angehängten Lasten wurde bisher nicht im Versuch geprüft. Ist ein solcher Nachweis erforderlich, erscheint es zur Zeit sinnvoll, die Einflußlänge des Profilstahls vorsichtig abzuschätzen und den Nachweis über ein vereinfachtes Tragmodell zu erbringen.

Der Einsatz formstahlbewehrter Stahlbetonbalken für Bauteile im Freien oder in aggressiver Umgebung erfordert einen geeigneten Korrosionsschutz. Die Wirksamkeit von Korrosionsschutzmaßnahmen bei formstahlbewehrten Stahlbetonbalken, insbesondere im Zusammenhang mit den zugehörigen Verbundeigenschaften wurden noch nicht in Versuchen geprüft. Es ist jedoch anzunehmen, daß die Erfahrungen über Korrosionsschutzmaßnahmen aus dem Verbundbau auf formstahlbewehrte Stahlbetonbalken übertragbar sind. Die Wirksamkeit dieser Maßnahmen kann jedoch durch die Relativverschiebungen in der horizontalen Verbundfuge zwischen Formstahl

und Beton, insbesondere bei Schwellbelastungen beeinträchtigt werden. Der Einfluß der Korrosionsschutzmaßnahmen auf die Verbundwirkung bewirkt vermutlich, wie die Schwellbeanspruchung, eine stärkere Annäherung an das reine Sprengwerk bzw. Bogen-Zugband-System (angestrebtes Tragsystem).

## **5. Versuche zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer mit Versuchsbalken B1 bis B4**

### **5.1. Zielsetzung der Versuche zum Brandverhalten**

Als bevorzugtes Anwendungsgebiet formstahlbewehrter Stahlbetonbalken erscheint der Industrie- und Geschosßbau, insbesondere bei hochinstallierten Gebäuden, bei denen die Formstahlbewehrung für Befestigungsmöglichkeiten genutzt werden kann. An derartige Bauten werden üblicherweise bestimmte Anforderungen hinsichtlich Feuerwiderstandsdauer gestellt (F 60 oder größer). Während Stahlkonstruktionen und Stahl-Verbundträger aufwendige Feuerschutzverkleidungen benötigen, können formstahlbewehrte Balken selbst mit freiliegender Formstahlbewehrung brandsicher ausgebildet werden (Bilder 150 bis 154). Dies kann zwar auch bei Stahl-Verbundträgern durch Anordnung von sog. "Kammerbeton" erreicht werden, hierbei ist jedoch eine Bewehrung des Kammerbetons und die Anordnung von Verbundmitteln (Kopfbolzendübeln) nötig, außerdem zusätzliche Brandschutzbewehrung oder Profilverstärkungen (Bild 154). Im Gegensatz dazu ist die Ausbildung feuersicherer formstahlbewehrter Balken konstruktiv wesentlich einfacher und es werden dabei alle Konstruktionselemente auch zum Tragen im "kalten" Zustand mit herangezogen (Bild 150).

Aus Erfahrungen bei Brandversuchen an Verbundträgern mit "Kammerbeton" konnte geschlossen werden, daß es prinzipiell möglich sein müßte, formstahlbewehrte Balken mit freiliegendem Stahlprofil brandsicher auszubilden. Allerdings fehlte bisher dafür der experimentelle Nachweis. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde erstmalig an vier formstahlbewehrten Versuchsbalken die Feuerwiderstandsdauer im Normbrand ermittelt. Der Umfang der Versuchsserie - nur diese vier Balken - erlaubte verständlicherweise keine systematische Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher konstruktiver Ausbildung auf die Feuerwiderstandsdauer. Durch diese ersten Tastversuche sollte vorrangig die grundsätzliche Eignung der Bauart "formstahlbewehrte Stahlbetonbalken" für Bauten, bei denen an Balken die Forderung einer definierten Feuerwiderstandsdauer gestellt wird, nachgewiesen werden.



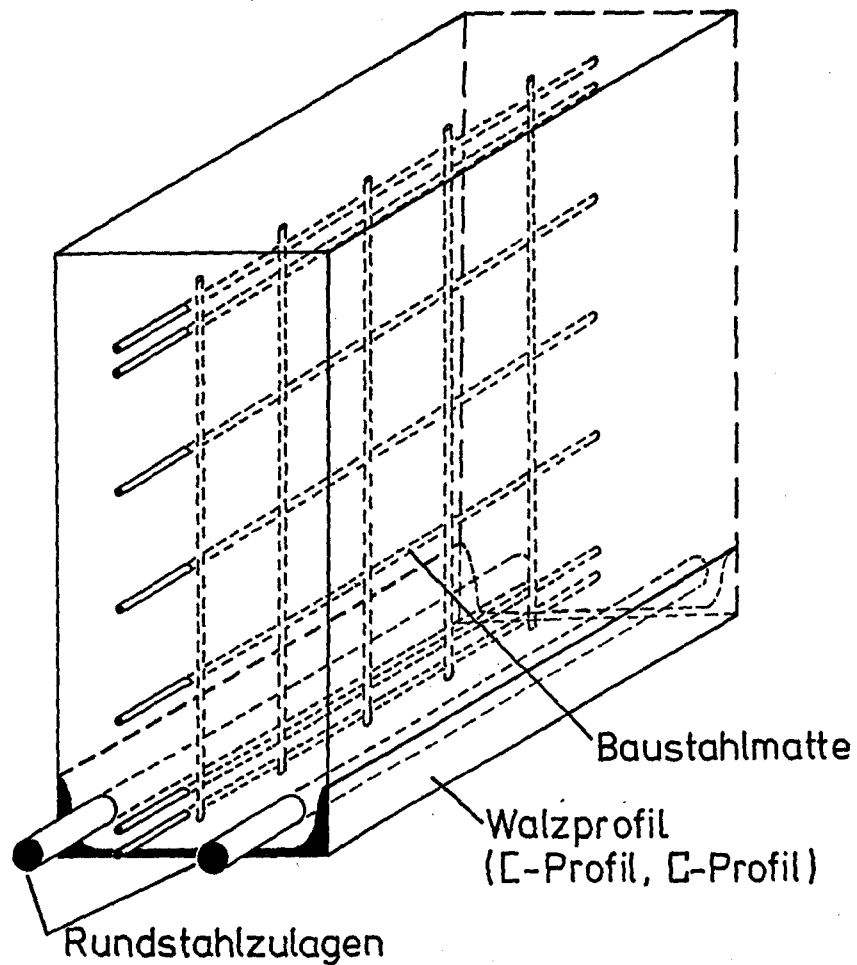


Bild 150:

Schematische Darstellung der Ausbildung eines formstahlbewehrten Stahlbetonbalkens (Schubbewehrung in Form einer mittig im Querschnitt liegenden Baustahlmatte).

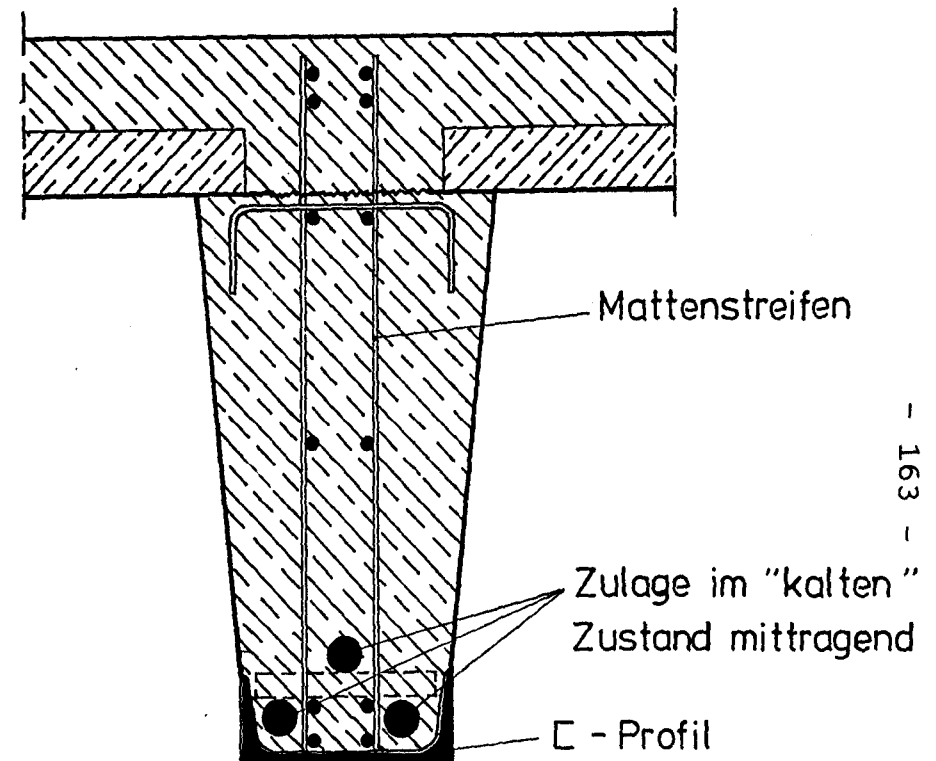


Bild 151:

Querschnitt eines formstahlbewehrten Stahlbetonbalkens. Balken vorgefertigt, durch Elementdeckenplatten und Ortbeton zum Plattenbalken ergänzt.

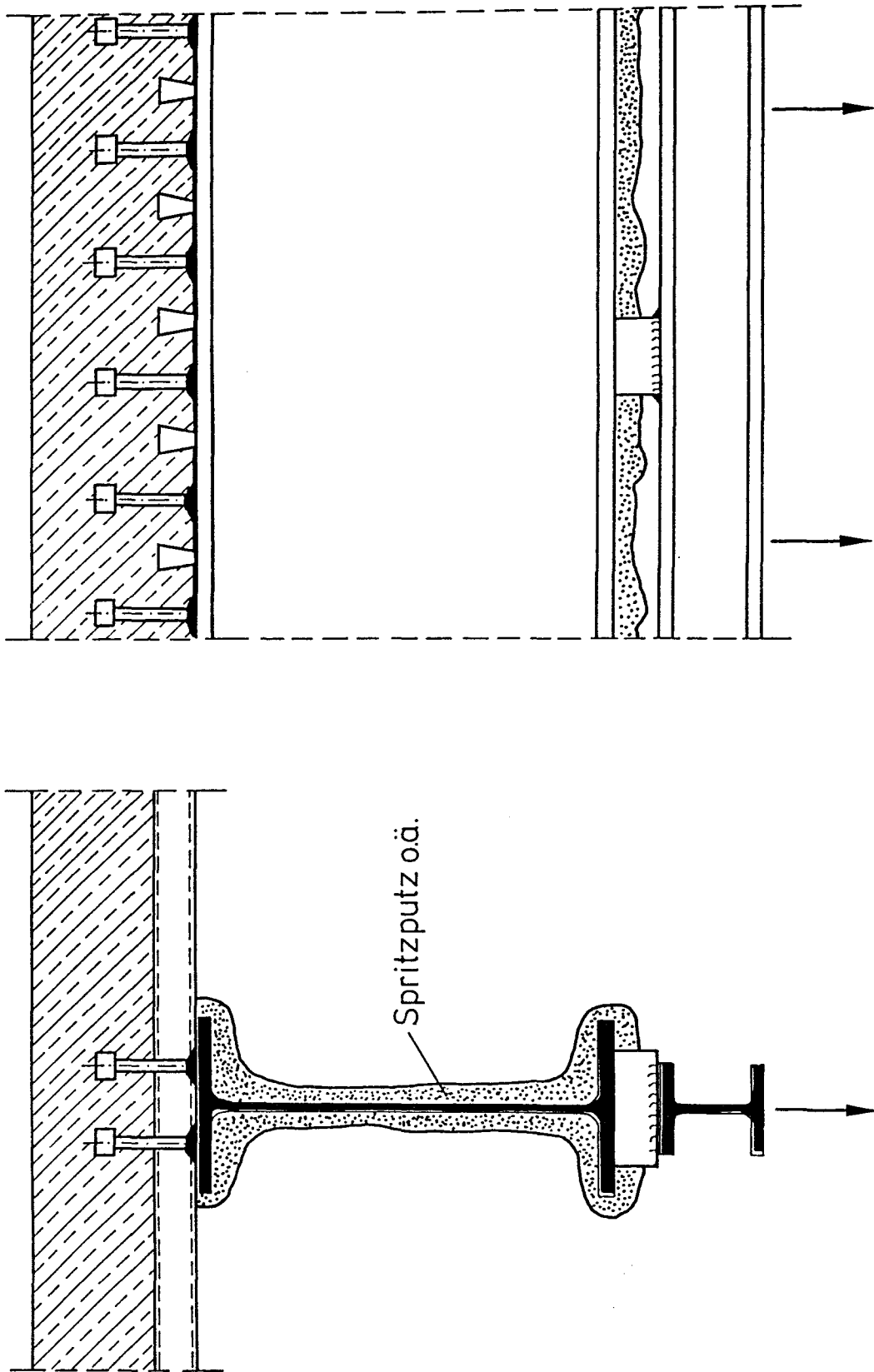


Bild 152:

Geschoßdecke aus Stahlträgern und einer Stahlverbund-Decken-platte. Stahlträger durch Spritzputz o. ä. gegen Brandeinwirkung geschützt. Abgehängte Lasten an einem gesonderten Stahlprofil befestigt.

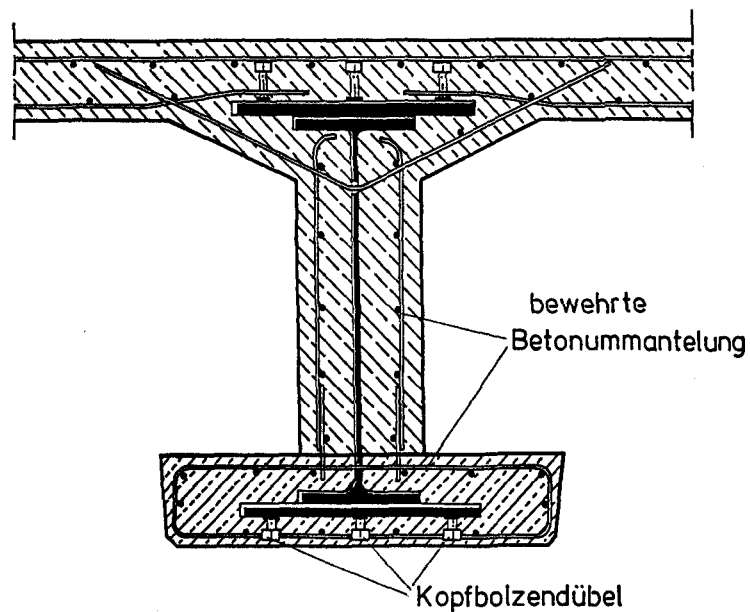


Bild 153:

Querschnitt durch eine Geschoßdecke mit Stahlverbundträgern (Bauart Preflex) in brandsicherer Ausbildung.

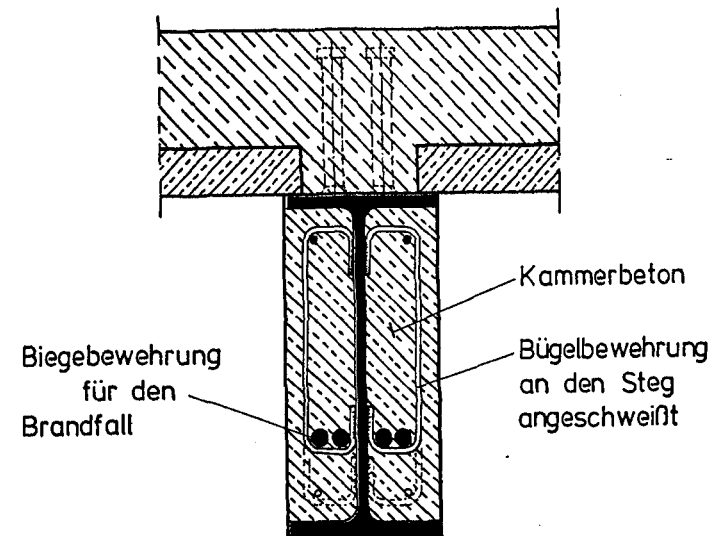


Bild 154:

Querschnitt durch eine Geschoßdecke mit Stahlverbundträgern (Stahlträger mit ausbetonierten "Kammern" und freiliegendem Unterflansch) in brandsicherer Ausbildung.

ner definierten Feuerwiderstandsdauer gestellt wird, nachgewiesen werden.





Die Versuchsbalken wurden so ausgebildet, daß vorrangig das - für die Feuerwiderstandsdauer sehr entscheidende - Verhalten der Biegezugbewehrung im Brandfall geprüft werden konnte. Der Einfluß der Brandbeanspruchung auf die Tragfähigkeit der Biegedruckzone und auf die Querkraft-Tragfähigkeit sollte in einer späteren Versuchsreihe untersucht werden.

Die feuersichere Ausbildung formstahlbewehrter Balken mit freiliegender Formstahlbewehrung ist möglich, wenn zusätzlich zur Formstahlbewehrung im Beton liegende, vor dem direkten Brandangriff daher geschützte Zulagen aus Betonstählen angeordnet werden. Da im Brandfall nur 1,0fache Sicherheit gegen Versagen gefordert wird, können auch Balken mit freiliegender Formstahlbewehrung Feuerwiderstandsdauer von 60 oder 90 Minuten erreichen. Hierzu müssen die Zulagen (bei voller Ausnutzung der gesamten Biegebewehrung für den "kalten" Zustand) so ausgebildet werden, daß sie bei Brandeinwirkung nach Ausfall der Formstahlbewehrung unter Gebrauchslast die Fließspannung noch nicht erreichen. Diese Betonstahlzulagen sind durch eine der geforderten Feuerwiderstandsdauer entsprechende Betondeckung ausreichend lange vor zu starker Erwärmung zu schützen.

## **5.2. Versuchsdurchführung**

### **5.2.1. Konstruktive Ausbildung der Versuchsbalken**

Die Versuchsbalken wurden zeitlich nacheinander in zwei Serien geprüft. Die Ergebnisse der Versuche an den Balken der ersten Serie (Balken B1 und B2) wurden vorab ausgewertet und zur Erzielung der - bei der zweiten Serie beabsichtigten - höheren Feuerwiderstandsdauer der Balken B3 und B4 genutzt. Um einen direkten Vergleich der Tragfähigkeit der Balken im "kalten" Zustand und im Brandversuch zu ermöglichen, wurden die im Brandversuch geprüften Versuchsbalken B1 und B2 völlig gleich wie

Bezeichnung des Versuchs- balkens	Querschnitt	betoniert am	Brandversuch am	Versuchslast [kN]	Feuerwider- standsdauer [Minuten]
B1		22.06.1988	20.12.1988	4 x 25	39
B2		22.06.1988	15.12.1988	4 x 100	56
B3		09.02.1989	30.06.1989	4 x 100	67
B4		01.02.1989	05.07.1989	4 x 24,5	52

- 167 -

Tabelle 20:

Übersicht über die durchgeführten Brandversuche

die Balken 1 und 2 ausgeführt. Balken B1 wurde mit Rechteckquerschnitt und Balken B2 mit Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt. Die Stäbe der Betonstahlbewehrung waren relativ dicht an den Außenflächen des Querschnitts bzw. dem im Brandfall heißen Profil der Formstahlbewehrung angeordnet. Die Ausbildung der Balken ist auf den Schal- und Bewehrungsplänen (Bilder 10, 12 bis 14) dargestellt. Weitere Angaben enthält Abschnitt 3. dieses Berichts.

Die beiden Versuchsbalken B1 und B2 wurden ohne Rücksichtnahme auf brandschutzgerechte Konstruktion wie übliche, nur für den "kalten" Zustand bemessene Balken ausgebildet, bei denen eine möglichst große statische Höhe für die Biegezugbewehrung angestrebt wird. Es sollte hier vorrangig gezeigt werden, daß derartige Balken trotz der freiliegenden Formstahlbewehrung eine erhebliche Feuerwiderstandsdauer aufweisen.

Die Versuchsergebnisse der ersten Serie zeigten, daß Versagen der Balken nach Erreichen der Fließgrenze in der Zulagebewehrung (bei etwa 400 °C) auftrat. Die Balken der 2. Serie (Balken B3 und B4) wurden deshalb so ausgebildet, daß die Zulagebewehrung von allen heißen Flächen (Stegseite bzw. Formstahlbewehrung) einen Mittenabstand von  $\geq 4$  cm aufwies (Bilder 10, 12 und 13, 14). Ansonsten wurde der Versuchsbalken B3 wie B2, Versuchsbalken B4 wie B1 ausgeführt.

Die Anteile der Formstahlbewehrung und der Betonstahlzulagen an der Biegezugbewehrung wurden so festgelegt, daß die Betonstähle allein in der Lage waren, als Biegezugbewehrung die Gebrauchslast mit etwa 1,0facher Sicherheit zu tragen. Tabelle 10 gibt gerechnete Bruchmomente (mit Normwerten bzw. mit gemessenen Materialwerten ermittelt) für die Balken an. Angaben über die Materialwerte sind in Tabelle A 1 bis A 7 dieses Berichts enthalten.

### **5.2.2. Festlegung der Versuchslast**

Im Brandfall müssen tragende Konstruktionen nach Beflammung bis zum Zeitpunkt der nachzuweisenden Feuerwiderstandsdauer die Gebrauchslast (Eigengewicht und rechnerische Nutzlast) noch tragen können, wobei jedoch im Gegensatz zum "kalten" Zustand im Brandfall die 1,0fache Sicherheit ausreichend ist. Die Materialien können daher im Brandfall bis zur Bruchgrenze beansprucht werden.

Die Brandversuche an den Versuchsbalken erfolgten unter Gebrauchslast. Infolge Streuung der Materialwerte, Ungenauigkeiten in der Höhenlage der Bewehrung und sonstiger Einflüsse unterscheiden sich rechnerische Gebrauchslasten häufig von den im Versuch ermittelten Werten (als Gebrauchslast wird hier der aus Bruchlast/1,75 ermittelte Wert verstanden). Für die eigenen Versuche wurden die Bruchlasten rechnerisch mit den gemessenen Materialfestigkeiten, mit den gem. DIN 1045 anzusetzenden Materialfestigkeiten sowie aus den Ergebnissen der Bruchversuche (Versuchsbalken 1 und 2) ermittelt. In Tabelle 10 sind diese Werte gegenübergestellt.

Als Versuchslast bei den Brandversuchen wurden 4 Einzellasten von 100 kN (Versuchsbalken B2 und B3), 25 kN (Versuchsbalken B1) bzw. 24,5 kN (Versuchsbalken B4) aufgebracht (Tabelle 20 und Bild 168). Als zusätzliche Belastung wirkten das Eigengewicht der Balken, die Abdeckung und Teile der Belastungseinrichtung. Diese Abdeckung und die Belastungseinrichtungen belasteten die Balken insgesamt mit jeweils  $\leq 1$  kN, also einer gegenüber der Versuchslast nur geringen zusätzlichen Last.

## **5.3. Versuchsdurchführung Brandversuche**

### **5.3.1. Einbau und Belastung der Versuchskörper**

Die Versuchsbalken wurden als obere Abdeckung einer Brandkammer von 4,0 m Breite und 1,7 m Höhe eingebaut, die Brandkammerlänge

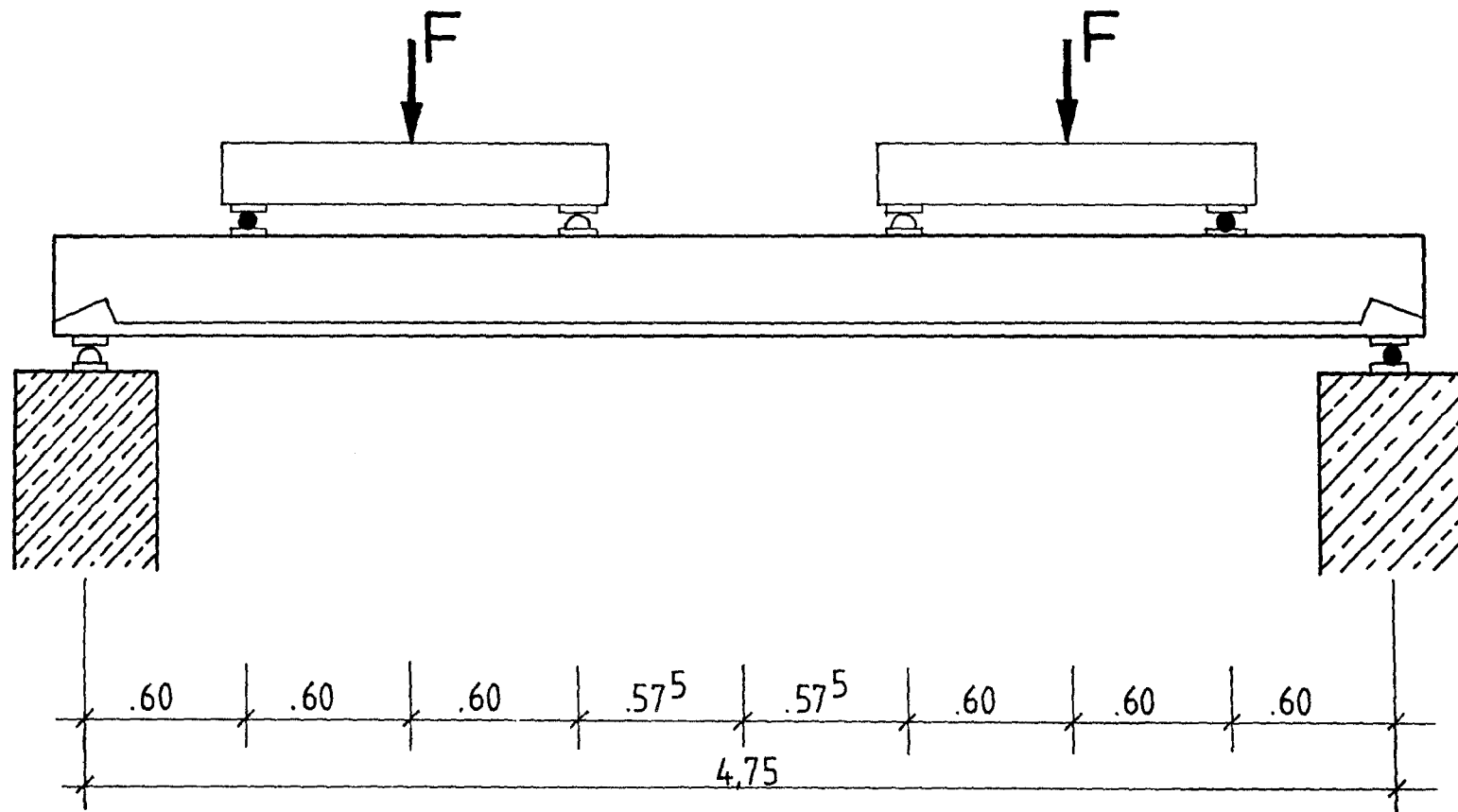


Bild 168:

Lastanordnung während der Brandversuche an den Versuchsbalken B 1 bis B 4.



betrug ca. 3,5 m. Die nicht vom Prüfkörper überdeckten Restflächen der Decke der Brandkammer waren mit Stahlträgerrost-Platten mit feuerfester unterer Betonplatte und Mineralfaser-Isolierung abgedeckt. Die obere Abdeckung der Prüfkörper selbst erfolgte durch Gasbetonplatten; hochkant stehende Gasbetonplatten und Mineralfaser-Matten bewirkten auch bei Durchbiegung des Prüfkörpers den dichten Anschluß an die Abdeckplatten. Die innere Ausmauerung dreier Brandraumwände und des Bodens bestand aus Hartschamotte, während die vierte Wand aus Gasbetonsteinen aufgemauert war.

Die Versuchsbalken waren an den Enden auf den Brandkammerwänden gelagert, ein Auflager war als Rollenlager längsbeweglich ausgeführt, daß andere Lager bestand aus einem Mörtelbett. Der Auflagerbereich war gegen die Brandkammer durch Mineralfaser-Matten abgeschlossen, so das hier keine Beflammung erfolgte.

Die Bilder 174 bis 177 zeigen verschiedene Versuchsbalken während des Einbaus in die Brandkammer.

Die Beheizung erfolgte durch insgesamt vier Ölbrenner an den beiden Längsseiten der Brandkammer unter Verwendung von Heizöl EL nach DIN 51 603 und folgte der Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN 4102. Die Flammenachsen verliefen horizontal, 0,67 m über dem Brandkammerboden, in Längsachse der Prüfkörper. Die Rauchgase wurden durch Abzüge am Boden der Brandkammer abgesaugt.

Die Anordnung der Belastung (vier Einzellasten in den ungeraden Achtelpunkten der Spannweite) ist in Bild 168 dargestellt. Die Belastung wurde durch zwei hydraulische Pressen aufgebracht und während des Versuchs konstant gehalten, die Lastverteilung erfolgte durch Stahltraversen.

Vor den Brandversuchen wurden die Balken stufenweise bis zur Gebrauchslast belastet. Die Laststufen betrugen:

bei Balken B1	$F = 5/10/15/20/25 \text{ kN}$
bei B2 und B3	$F = 25/75/100 \text{ kN}$
bei B4	$F = 5/10/15/20/24,5 \text{ kN}.$

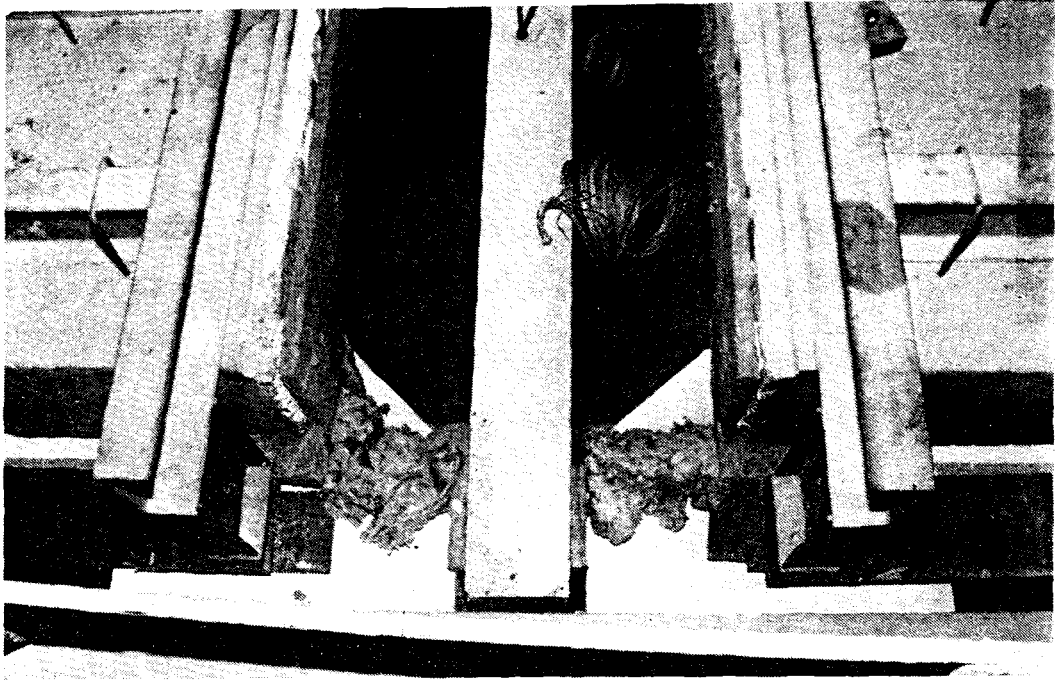


Bild 174:

Einbau des Versuchsbalkens B 2 in die Decke des Brandraumes  
(Draufsicht).

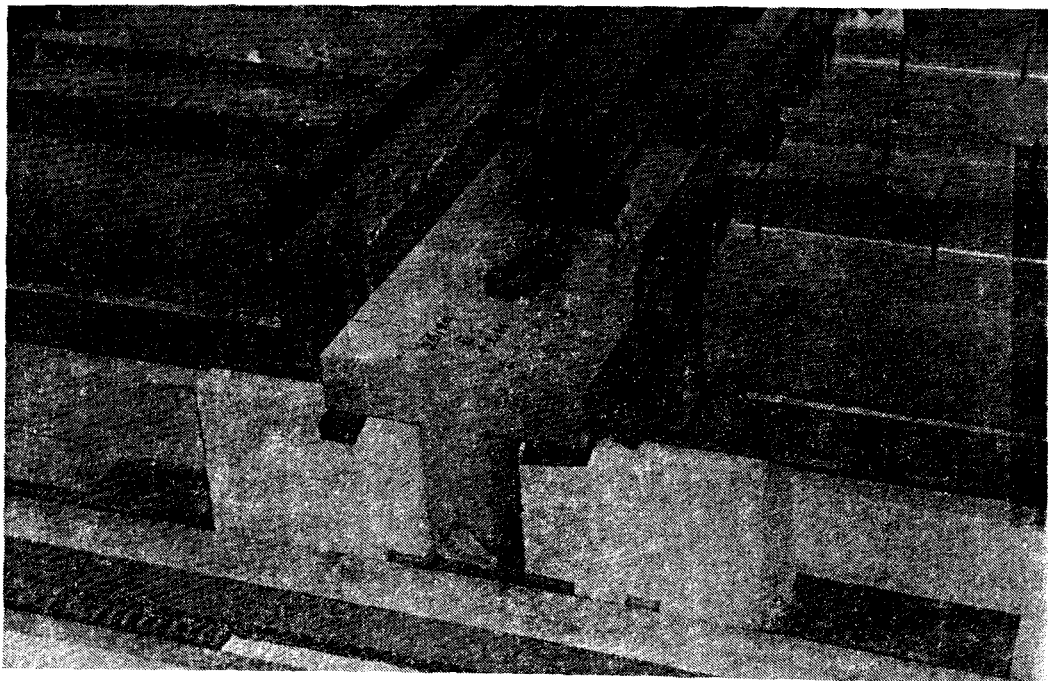


Bild 175:

In die Brandraumdecke eingebauter Versuchsbalken B 3  
(Endbereich des Balkens).

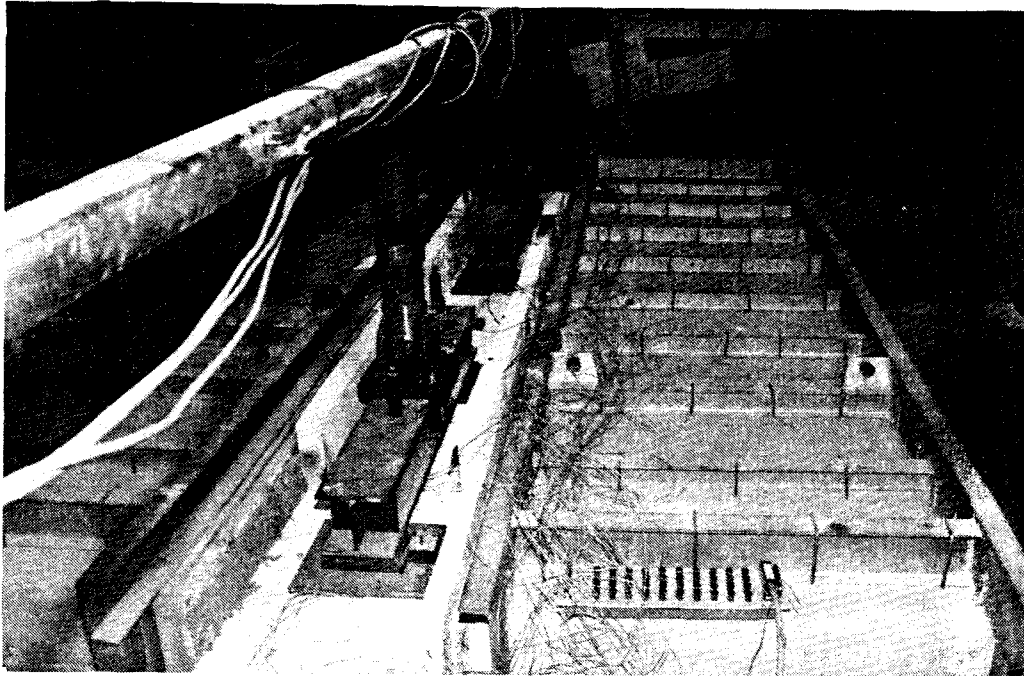


Bild 176:

In die Brandraumdecke eingebauter Versuchsbalken B 2 mit Belastungseinrichtung.

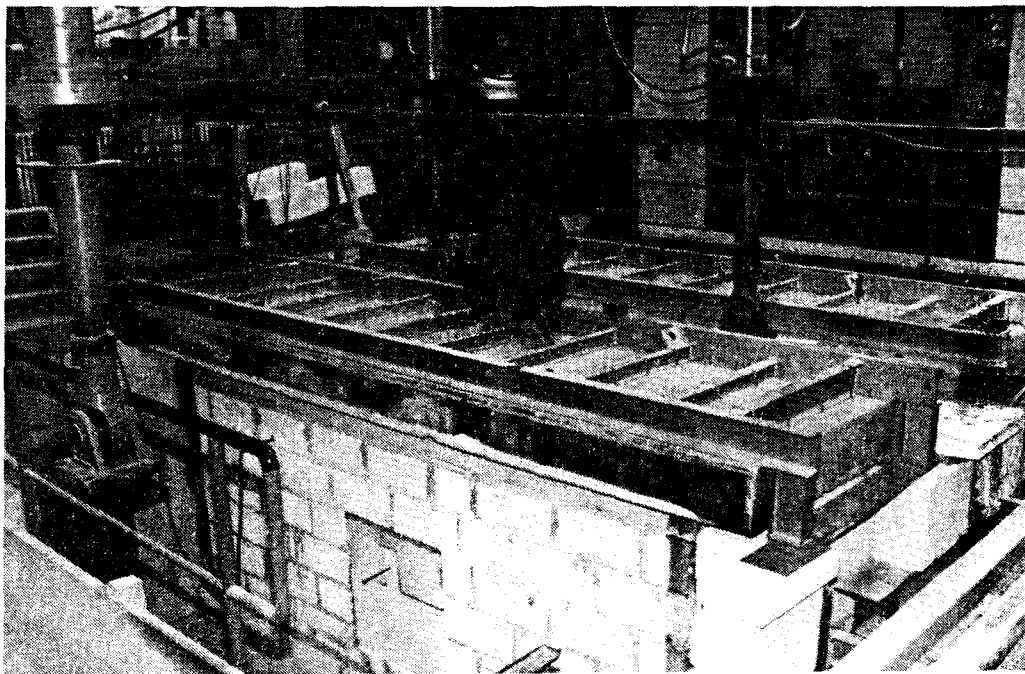


Bild 177:

Gesamtansicht Brandraum mit eingebautem Versuchsbalken B 2.

Nach Erstbelastung wurde die Last bis auf Null abgelassen und anschließend erfolgte eine Wiederbelastung (mit gleichen Laststufen wie bei der Erstbelastung), wiederum bis zur Gebrauchslast. Nach 5 Minuten Standzeit unter dieser Last begann der Brandversuch. Während des Versuchs wurde die Last konstant auf Gebrauchslastniveau gehalten.

Eine Übersicht über das Versuchsprogramm der Brandversuche gibt Tabelle 20 an.

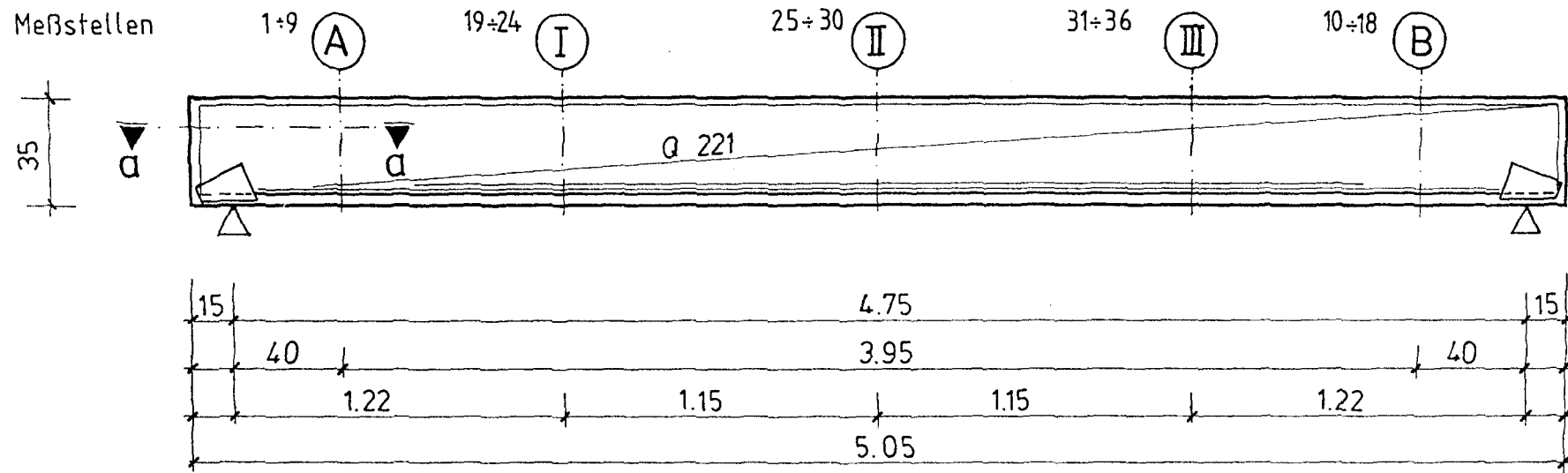
### **5.3.2. Durchgeführte Messungen**

In der Brandkammer wurde die Temperatur an 6 Stellen mit NiCr-Ni-Thermoelementen gemessen. Diese Messungen dienten gleichzeitig zur Steuerung der Einheits-Temperaturzeitkurve. Die Ergebnisse dieser Messungen geben die Bilder 169 bis 173 an.

Während der Brandversuche wurden die Durchbiegungen in den ungeraden Achtelpunkten der Spannweite, die Temperaturen der Formstahlbewehrung sowie an ausgewählten Stellen die Betontemperatur gemessen. Die Bilder 155 bis 167 zeigen die Anordnung der Meßstellen.

In den Querschnitten I bis III waren Temperaturmeßstellen an allen Betonstählen der Biegezugbewehrung, am oberen Längsstab der Schubbewehrung (bei den Balken B1 und B4, Schubbewehrung aus einem Mattenstreifen) bzw. an den oberen Montagestäben des Bügelkorbes (bei den Balken B2 und B3) sowie an der Innenseite der Formstahlbewehrung angeordnet. Bei den Versuchsbalken B3 und B4 wurden zusätzlich in den Querschnitten I bis III Temperaturmeßstellen an der Außenseite der Formstahlbewehrung angebracht (Bilder 157, 160, 163, 166).

Die Temperaturverteilung im Beton über die Querschnittshöhe wurde in den Schnitten A und B (40 cm neben dem Auflager) gemessen, also in einem Bereich, der durch die zum Auflager ge-



- 175 -

Bild 155:

Anordnung der Temperaturmeßstellen am Balken B 1. In den Schnitten A und B sind Meßstellen zur Messung der Betontemperatur, in den Schnitten I, II und III zur Messung der Temperaturen der Bewehrung angeordnet.

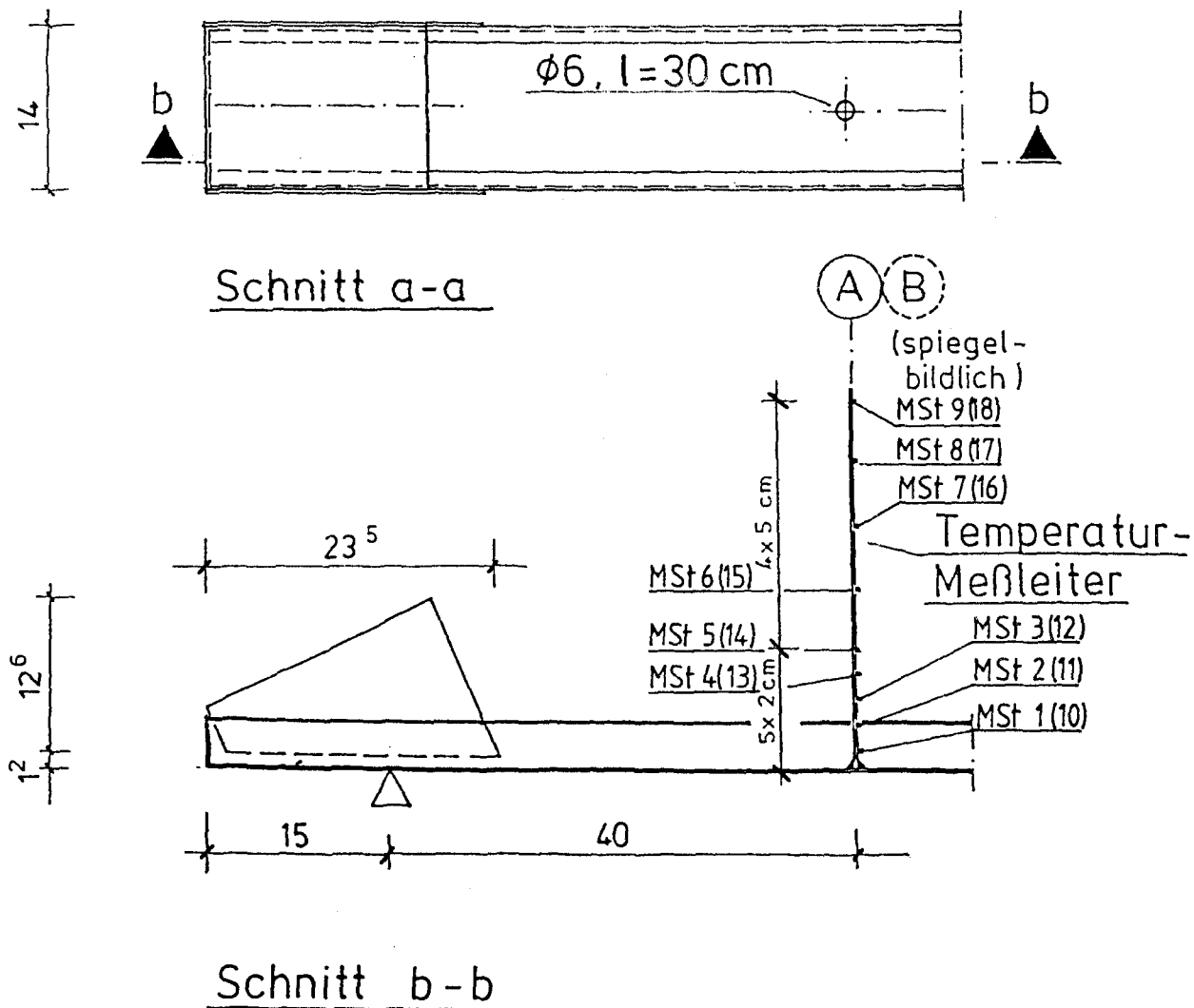
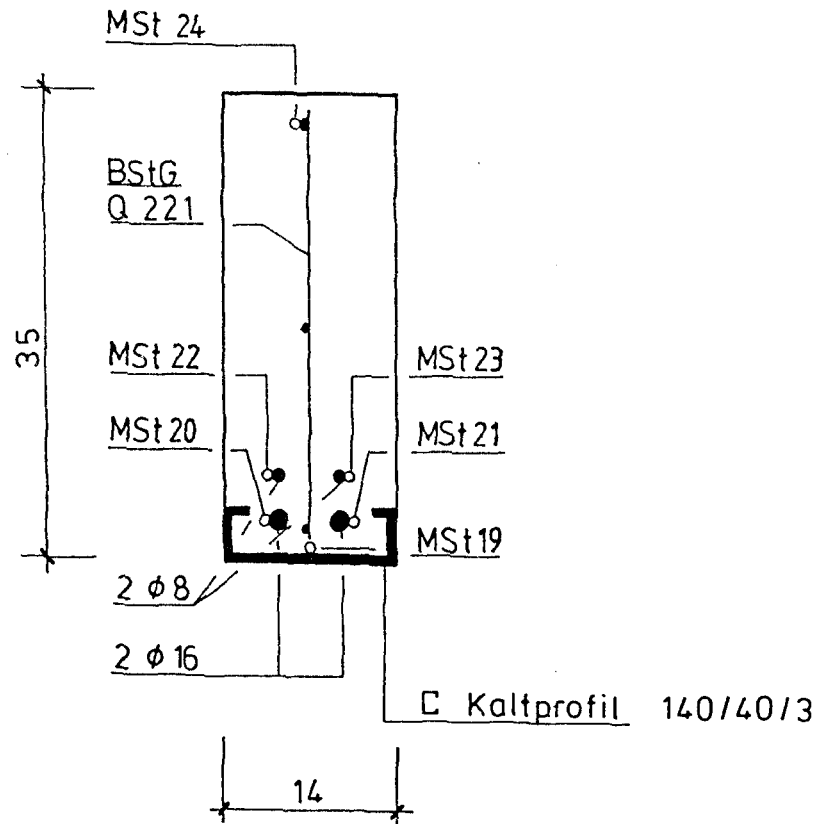


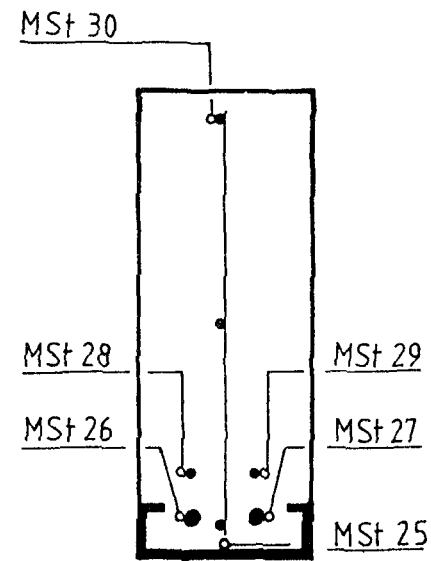
Bild 156:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Betontemperatur in den Schnitten A und B am Versuchsbalken B 1.

### Schnitt I



### Schnitt II



### Schnitt III

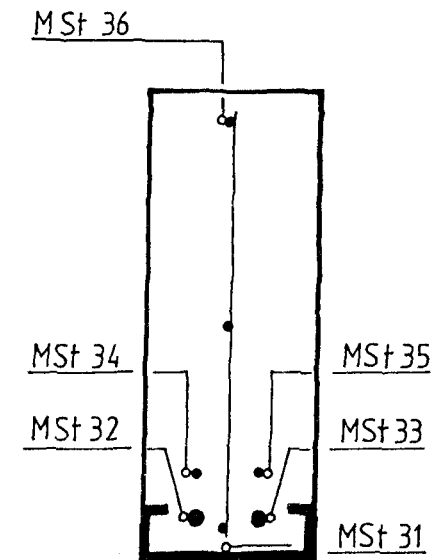


Bild 157:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Temperatur der Bewehrung in den Schnitten I bis III am Versuchsbalken B 1.

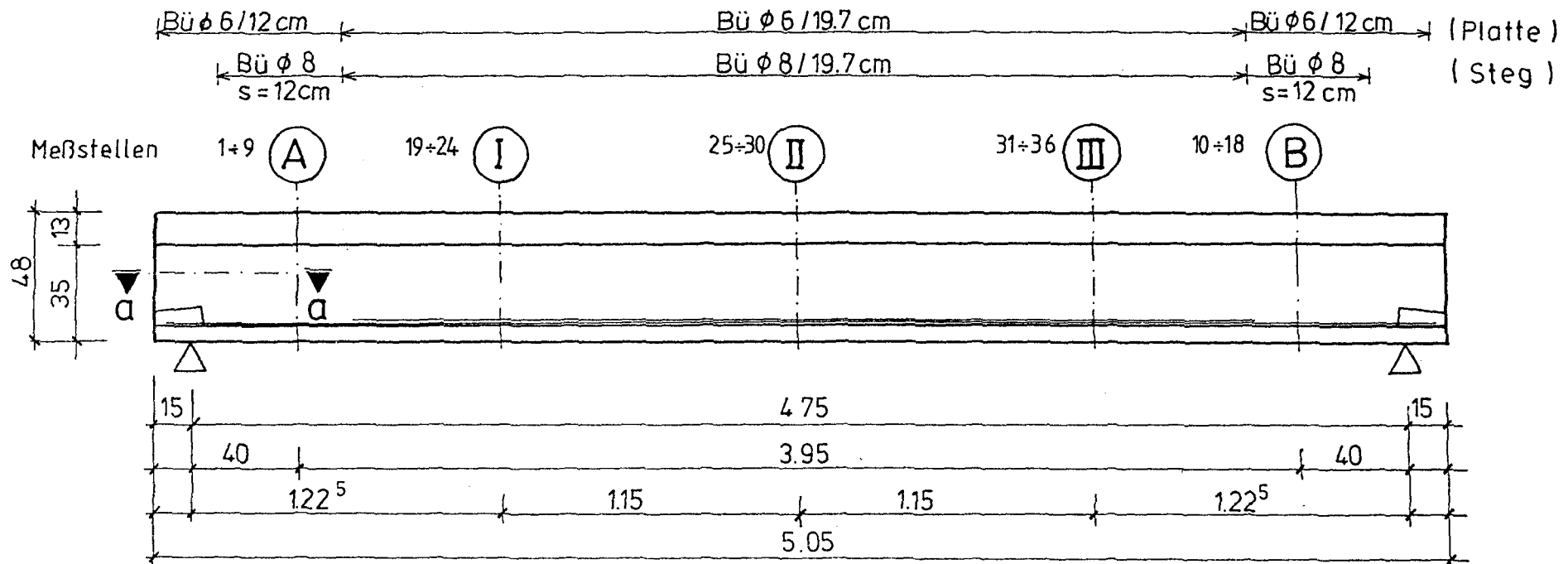


Bild 158:

Anordnung der Temperaturmeßstellen am Balken B 2. In den Schnitten A und B sind Meßstellen zur Messung der Betontemperatur, in den Schnitten I, II und III zur Messung der Temperaturen der Bewehrung angeordnet.





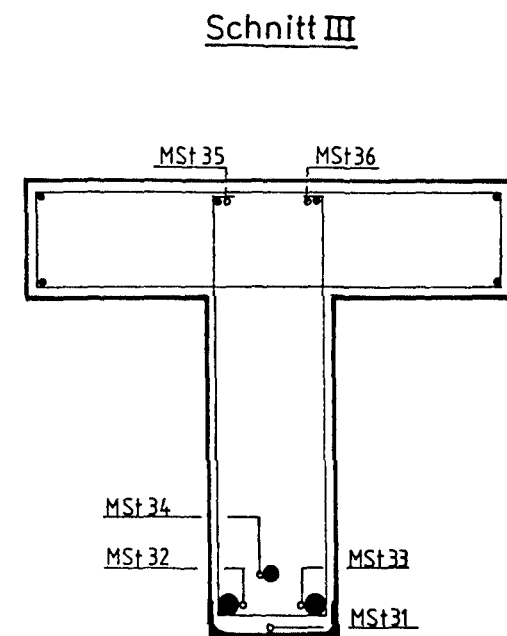
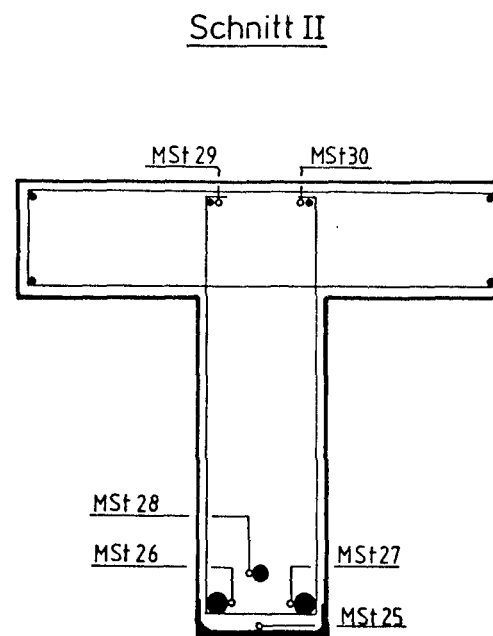
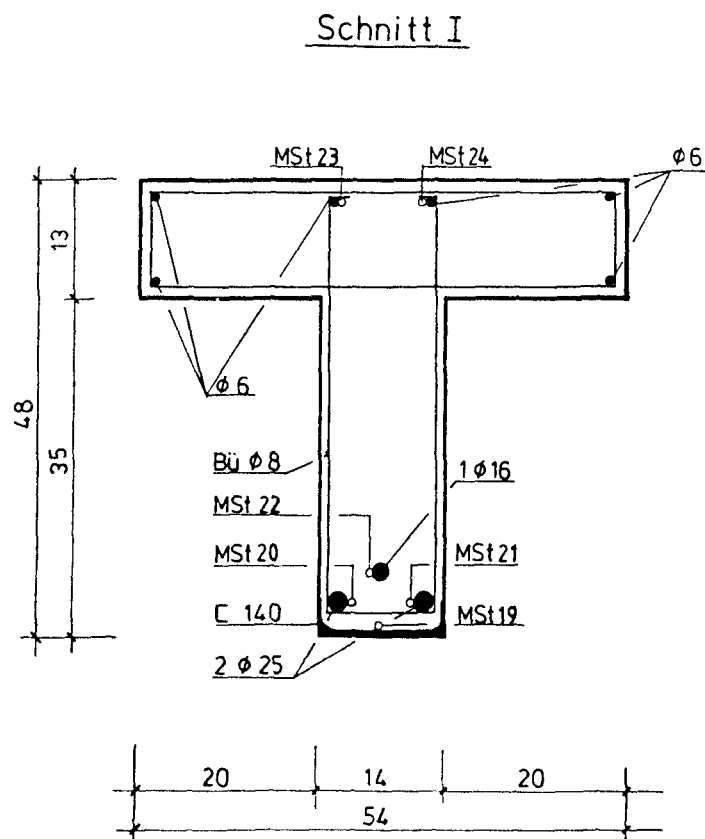


Bild 160:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Temperatur der Bewehrung in den Schnitten I bis III am Versuchsbalken B 2.

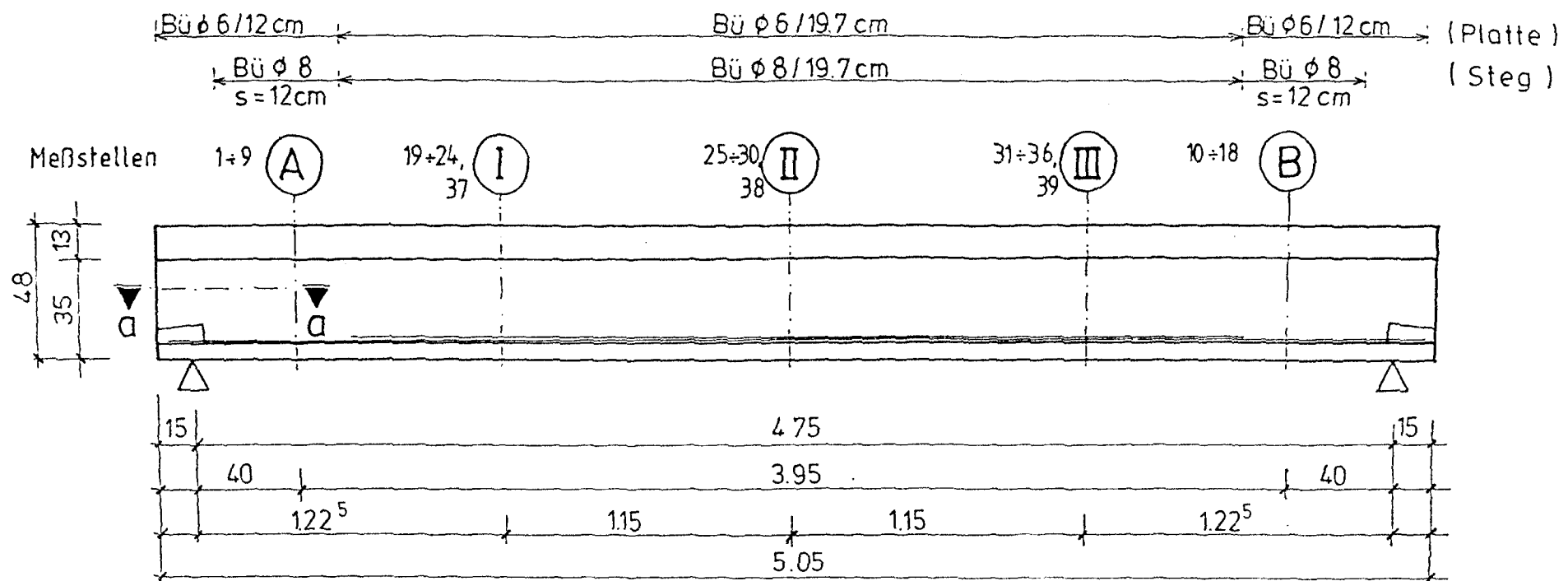
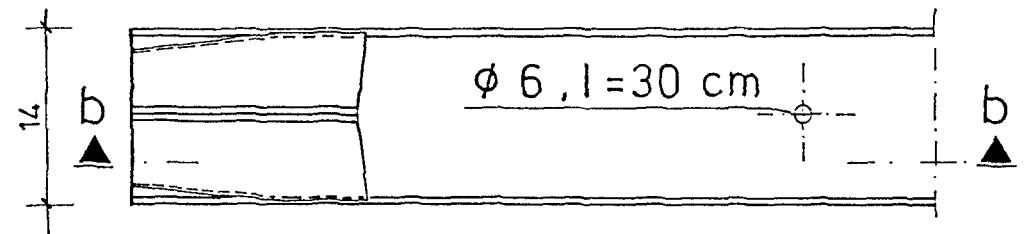
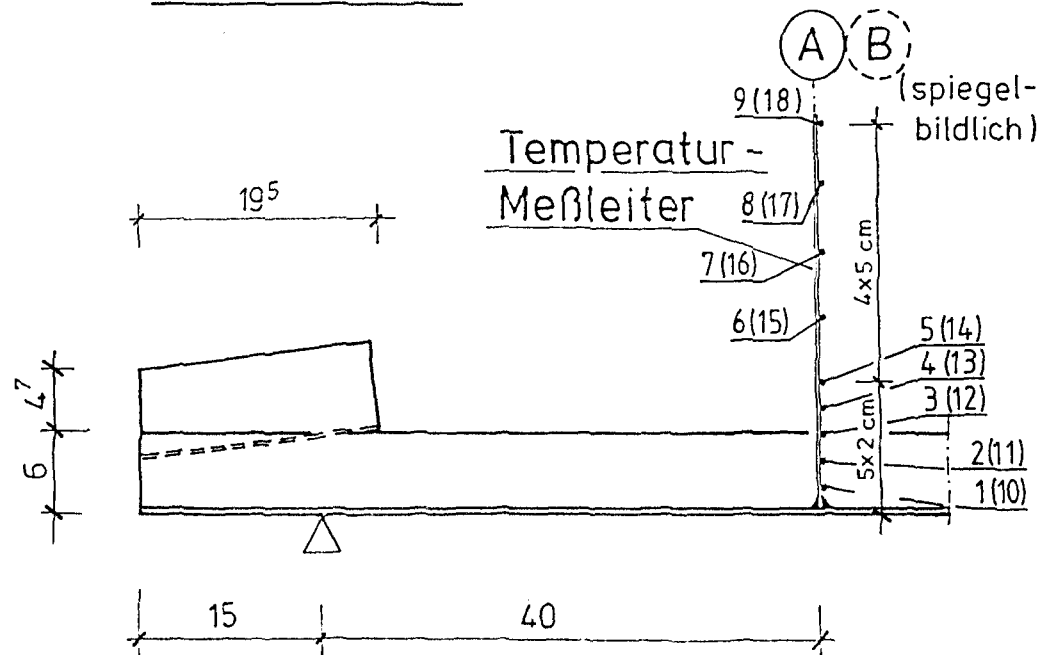


Bild 161:

Anordnung der Temperaturmeßstellen am Balken B 3. In den Schnitten A und B sind Meßstellen zur Messung der Betontemperatur, in den Schnitten I, II und III zur Messung der Temperaturen der Bewehrung angeordnet.



Schnitt a-a



Schnitt b-b

Bild 162:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Betontemperatur in den Schnitten A und B am Versuchsbalken B 3.

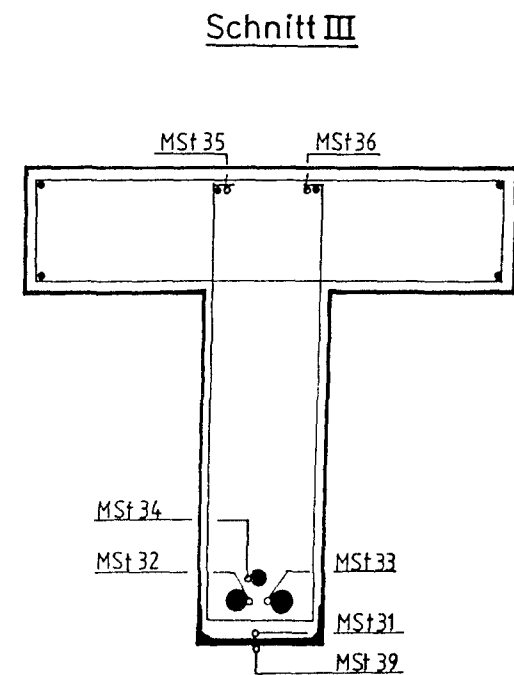
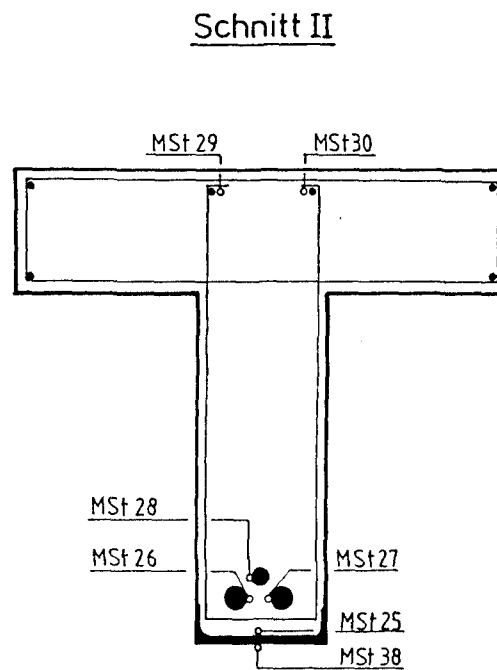
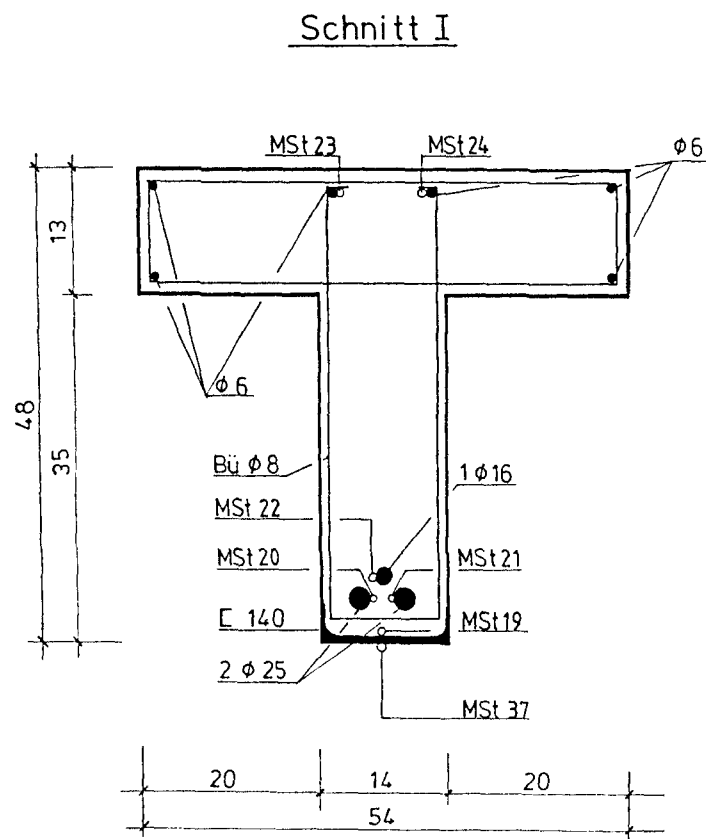


Bild 163:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Temperatur der Bewehrung in den Schnitten I bis III am Versuchsbalken B 3.

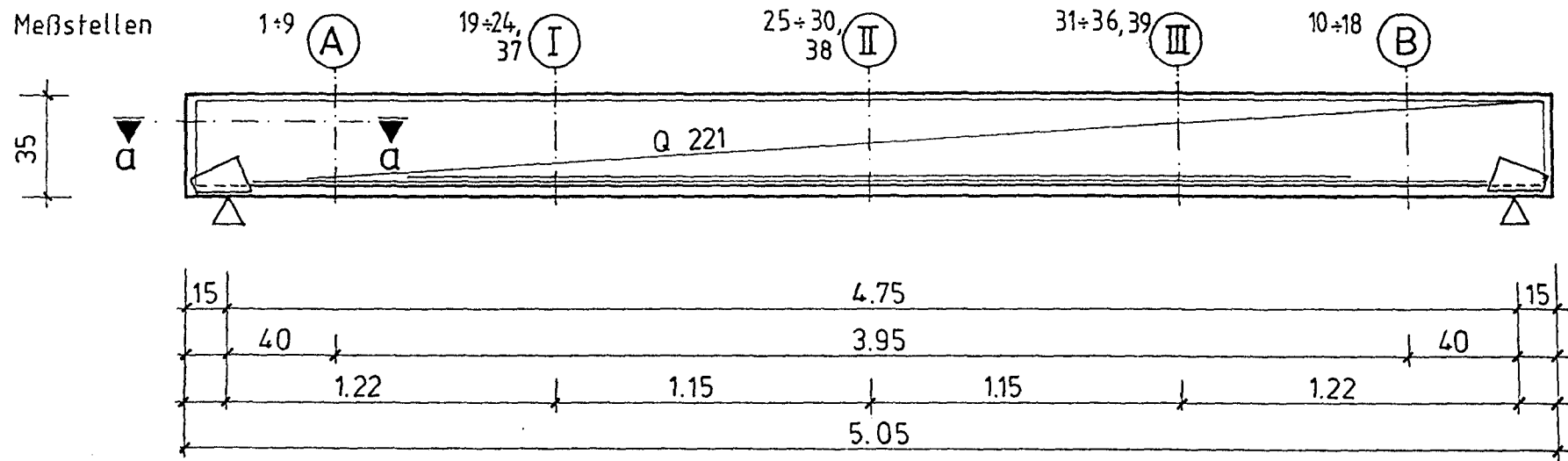


Bild 164:

Anordnung der Temperaturmeßstellen am Balken B 4. In den Schnitten A und B sind Meßstellen zur Messung der Betontemperatur, in den Schnitten I, II und III zur Messung der Temperaturen der Bewehrung angeordnet.

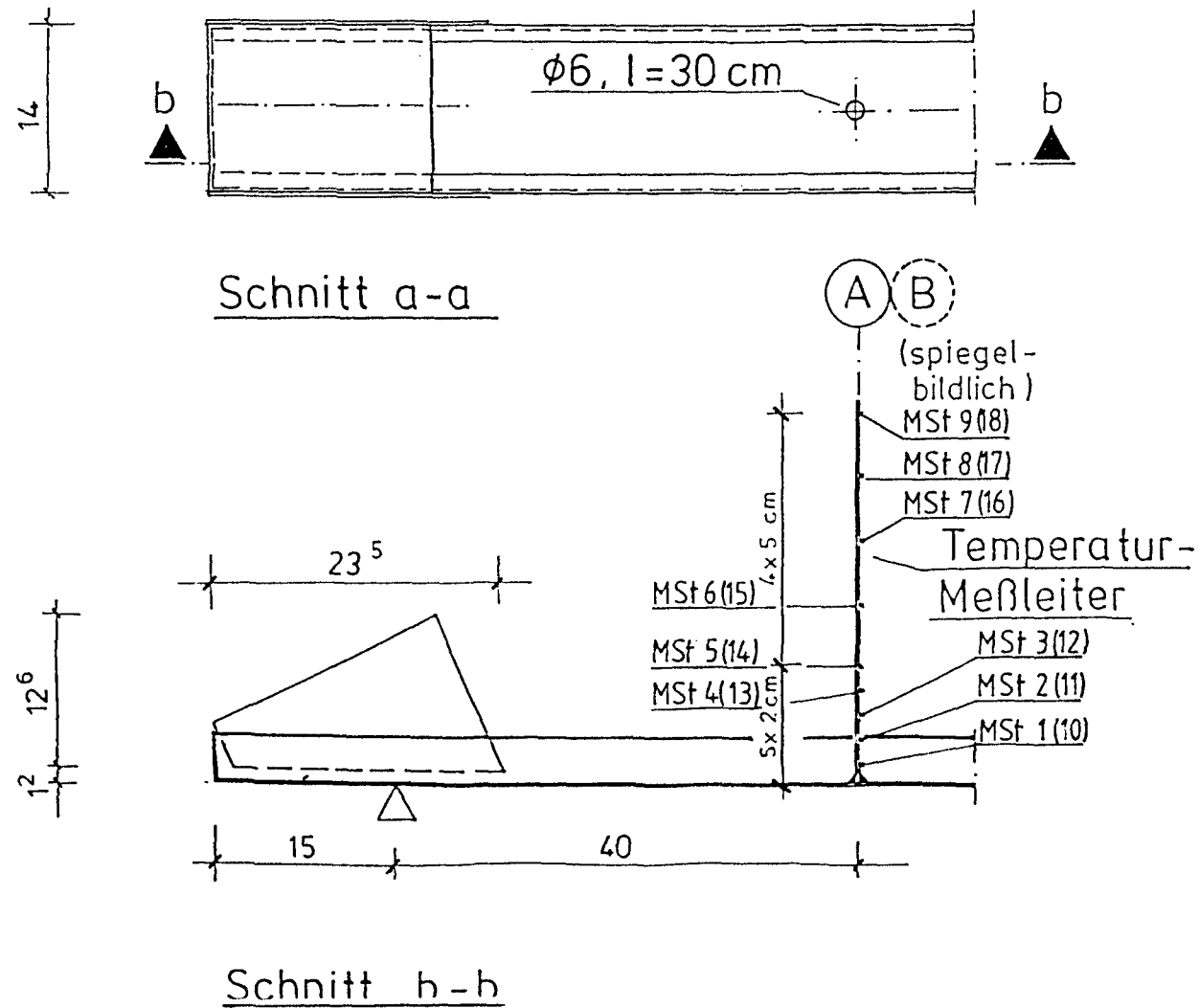
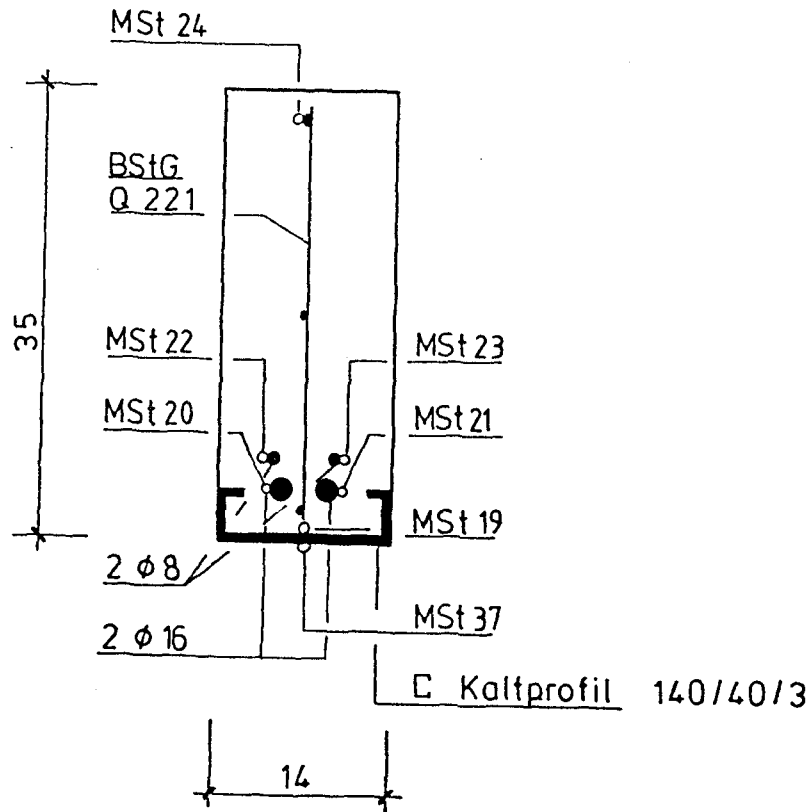


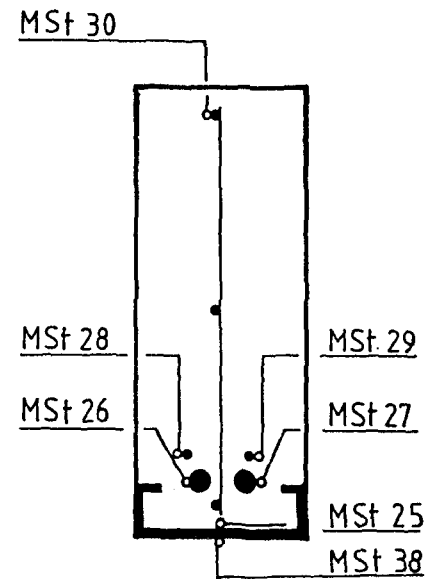
Bild 165:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Betontemperatur in den Schnitten A und B am Versuchsbalken B 4.

### Schnitt I



### Schnitt II



### Schnitt III

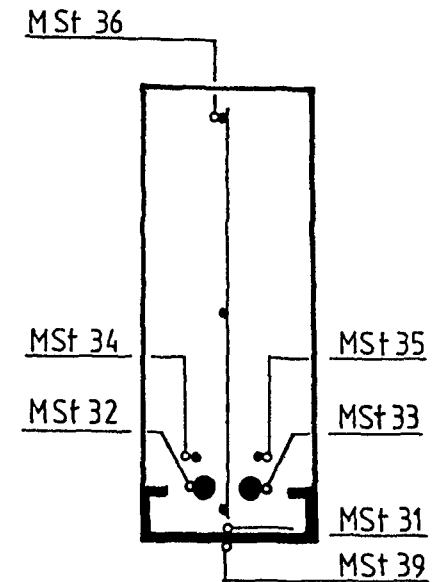


Bild 166:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Temperatur der Bewehrung in den Schnitten I bis III am Versuchsbalken B 4.



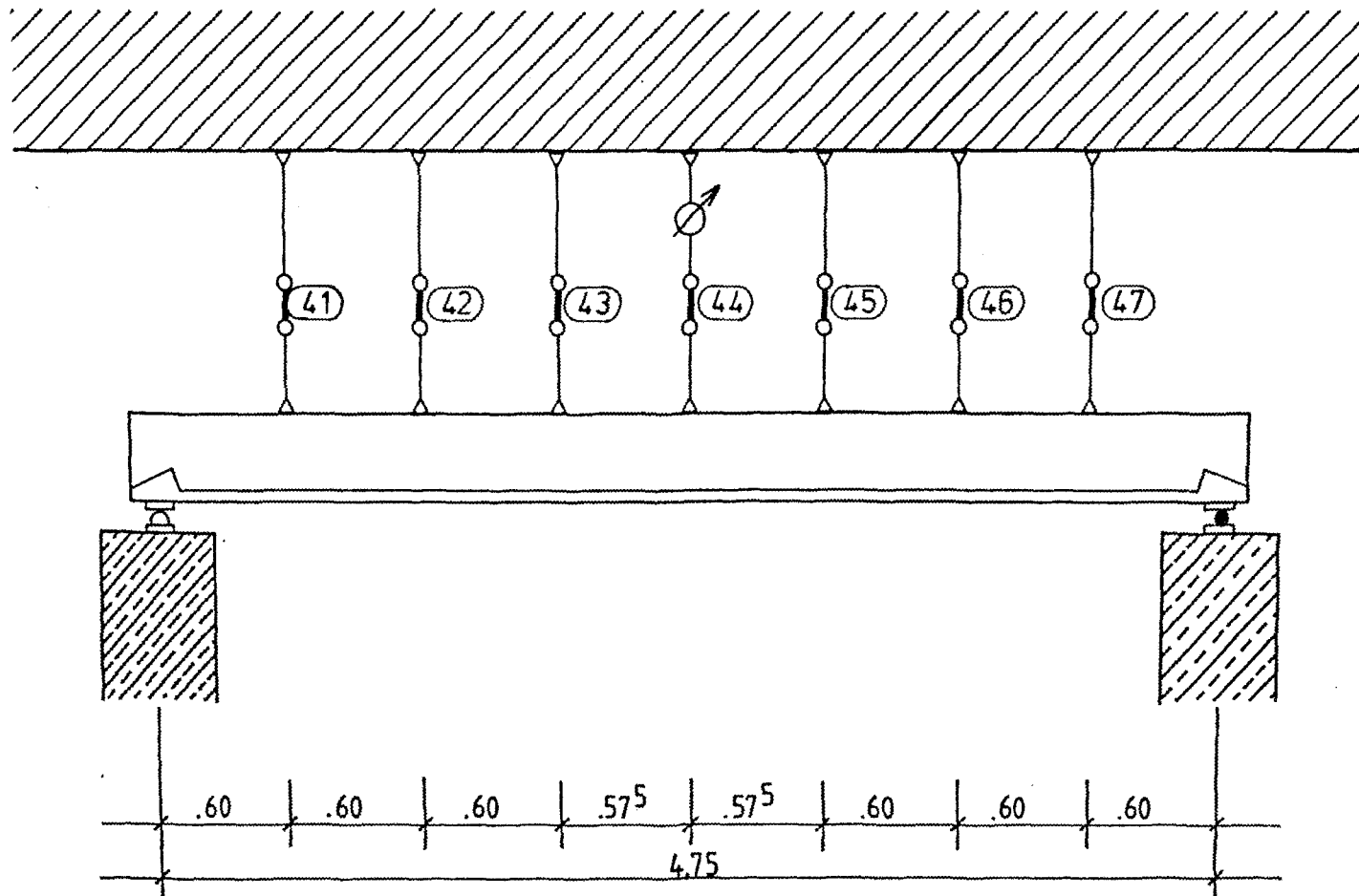


Bild 167:

Anordnung der Meßstellen zur Messung der Durchbiegung an den Versuchsbalken B 1 bis B 4.

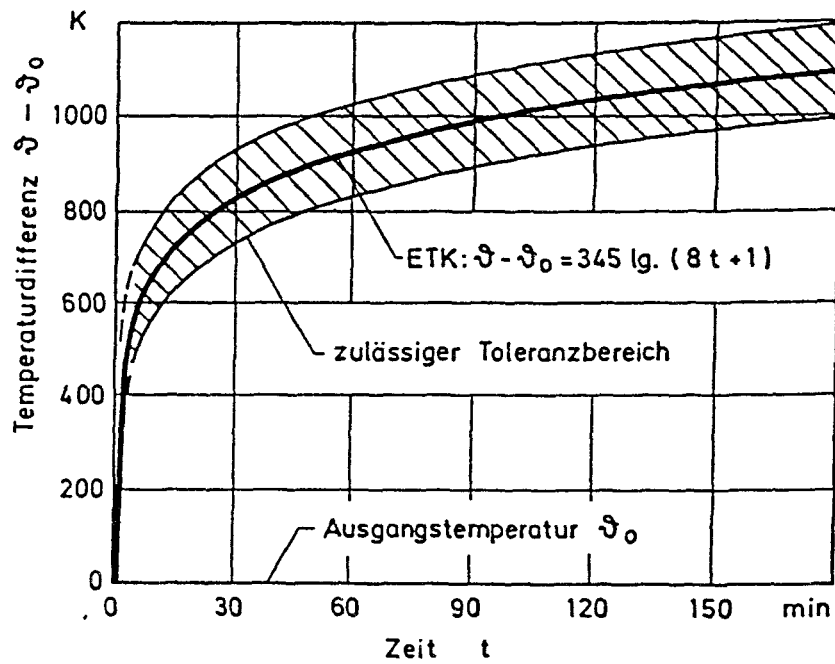


Bild 169:

Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102, Teil 2, mit Angabe des zulässigen Toleranzbereichs (entnommen aus [10]).

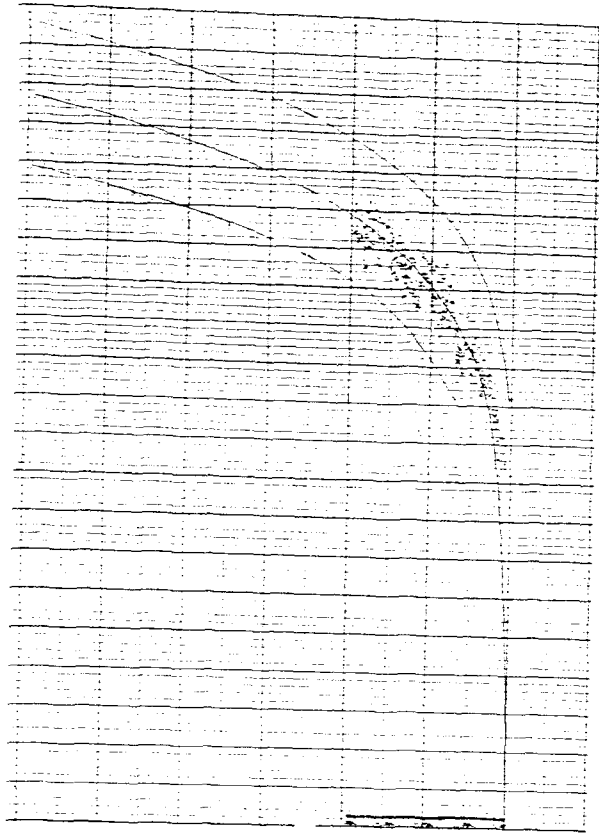


Bild 170:

Meßwerte der Temperatur im Brandraum (mit Angabe des Toleranzbereich der ETK) beim Brandversuch mit dem Balken B 1.

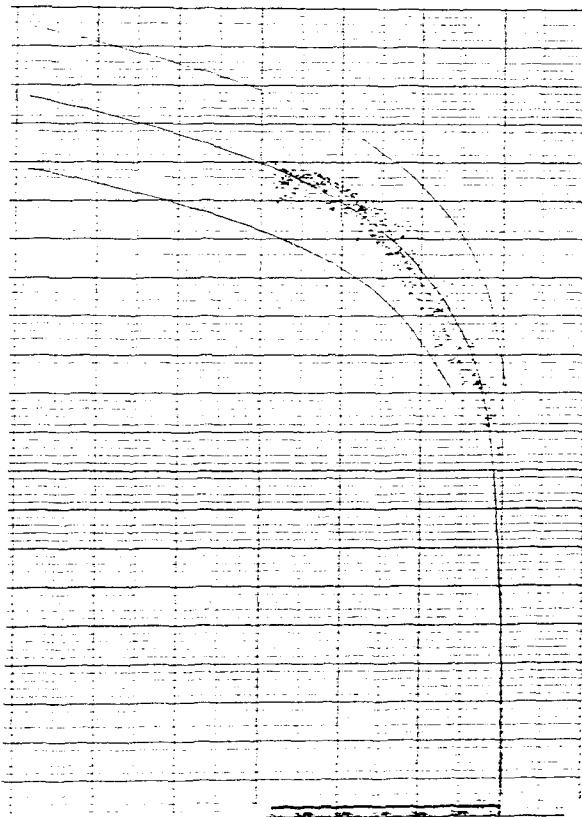


Bild 171:

Meßwerte der Temperatur im Brandraum (mit Angabe des Toleranzbereich der ETK) beim Brandversuch mit dem Balken B 2.

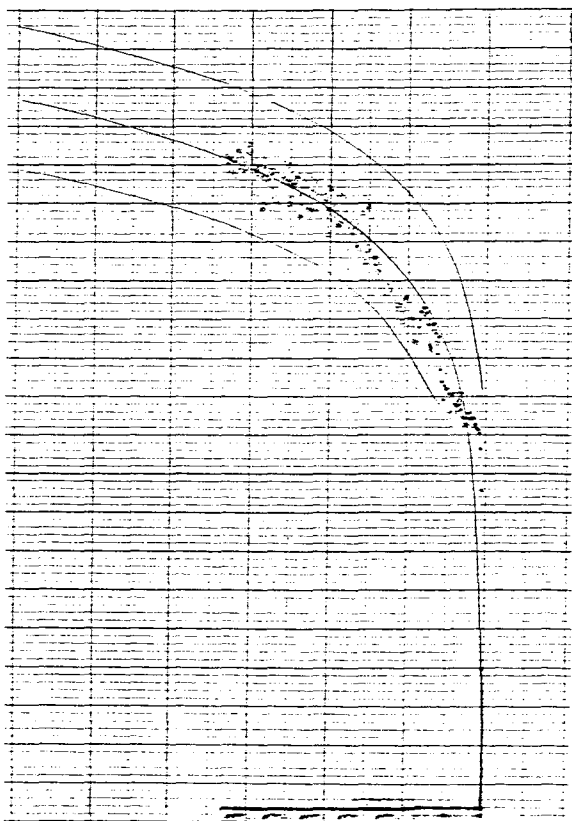


Bild 172:

Meßwerte der Temperatur im Brandraum (mit Angabe des Toleranzbereich der ETK) beim Brandversuch mit dem Balken B 3.

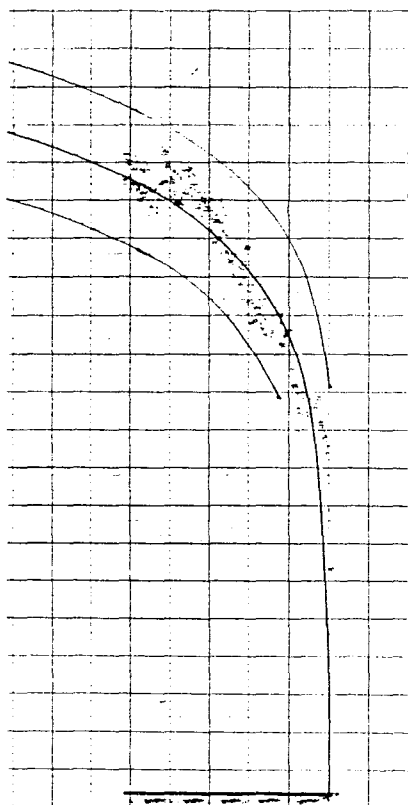


Bild 173:

Meßwerte der Temperatur im Brandraum (mit Angabe des Toleranzbereich der ETK) beim Brandversuch mit dem Balken B 4.

richtete schräge Druckstrebe hoch beansprucht wird. Die Messung erfolgte durch in Querschnittsmitte wärmeisoliert an einem senkrechten Stahlstab angebrachte Temperaturmeßstellen, im unteren Bereich mit 2,0 cm, im oberen Bereich mit 4,0 cm Abstand voneinander (Bilder 156, 159, 162, 165).

Die Durchbiegungen wurden mit induktiven Weggebern gemessen. Zusätzlich war in Balkenmitte eine mechanisch bestätigte Meßuhr angeschlossen, die während des Versuchs die direkte Ablesung der Mittendurchbiegung der Versuchsbalken ermöglichte (Bild 167).

Bei der Erstbelastung wurden unter Gebrauchslast folgende Mitten-Durchbiegungen gemessen:

Versuchsbalken	B1	13,6 mm
"	B2	25,8 mm
"	B3	23,1 mm
"	B4	14,5 mm.

Diese Werte entsprachen den zu erwartenden bzw. den bei den Vergleichsbalken für die Traglastversuche in gleicher Größenordnung festgestellten Durchbiegungen.

### 5.3.3. Beobachtungen bei den Versuchsdurchführungen

Alle Versuchsbalken zeigten bereits nach kurzer Beflammung an den Steg-Seitenflächen Biegerisse und einzelne Schubrisse. Nach ca. 10 Minuten hatte sich bei den Balken das abgeschlossene Rißbild bereits voll ausgebildet. Die Ursache ist die thermische Dehnung der frei dem Feuer ausgesetzten Formstahlbewehrung. Infolge Verbundwirkung zwischen Formstahlbewehrung und dem Beton wird (zusätzlich zu den Zugspannungen aus Last) der Beton der Zugzone des Balkens auf Zug beansprucht, dadurch werden - wesentlich früher als bei üblichen Stahlbetonbalken - Risse hervorgerufen. Die Rißabstände waren gering, daher die Rißbreiten auch nur klein.

Alle Versuchsbalken versagten durch einen Biegebruch. Anzeichen für ein beginnendes Schubversagen wurden nicht festgestellt.

Bei den Versuchsbalken B1 und B3 erfolgte jeweils der Abbruch des Brandversuchs, als die kritische Durchbiegunszunahme, ermittelt aus

$$\frac{\Delta f \text{ [cm]}}{\Delta t \text{ [min]}} = \frac{l^2 \text{ [cm}^2\text{]}}{9.000 \cdot h \text{ [cm]}}$$

erreicht war. Der Versuch mit dem Balken B4 wurde abgebrochen, als nach einem im Druckgurt eingetretenen Betonbruch die Durchbiegung sehr schnell zunahm.

Nach dem Brandversuch war die Formstahlbewehrung weiterhin in der ursprünglichen Form. Nennenswerte Ablösungen vom Beton, Profilverformungen o. ä. waren nicht festzustellen. Die Fotos 178 bis 183 zeigen die Versuchsbalken nach den Brandversuchen. Die Risse wurden bei den Bildern 181 bis 183 für die Aufnahmen nachgezeichnet.

#### 5.3.4. Versuchsergebnisse

Die Versuchsbalken erbrachten folgende Feuerwiderstandsdauern:

Balken	B1	Feuerwiderstandsdauer	39 Minuten
"	B2	"	56 Minuten
"	B3	"	67 Minuten
"	B4	"	52 Minuten.

Versagensursache war bei den Balken B1 bis B3 der Tragfähigkeitsverlust infolge Fließens der Betonstahlbewehrung, bei Balken B4 Betonbruch in der Biegedruckzone (siehe Foto 179).

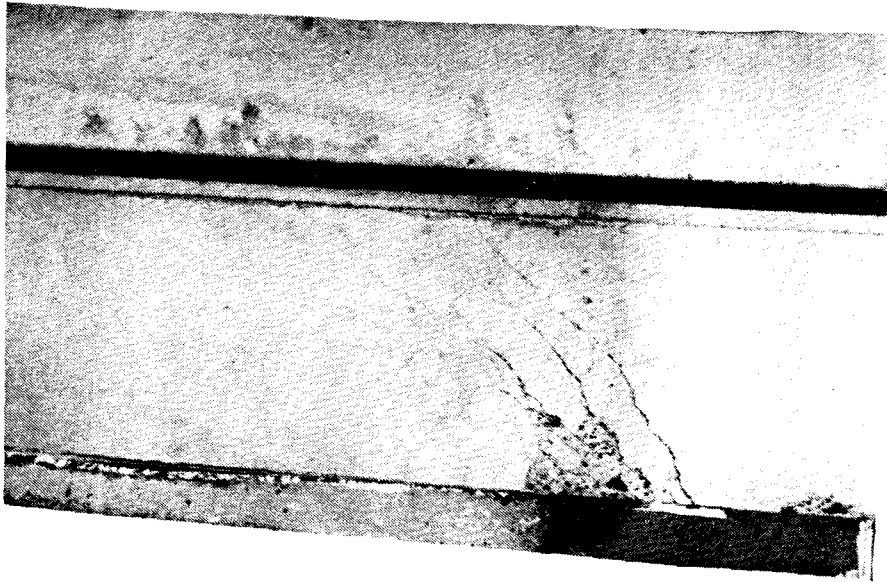


Bild 178:

Endbereich des Balkens B 2 nach dem Brandversuch.

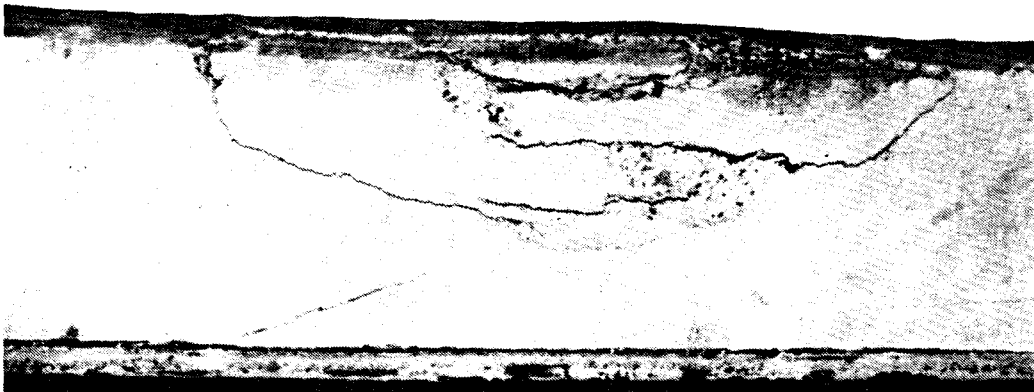


Bild 179:

Bruchbild des Balkens B 1 nach dem Brandversuch.

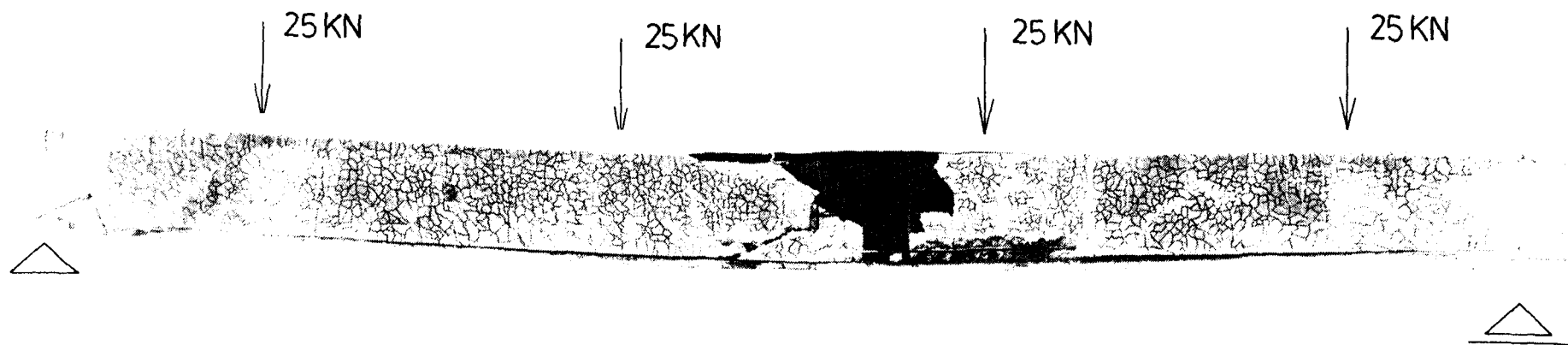


Bild 180:

Rißbild des Versuchsbalkens B 1 nach dem Brandversuch  
(Risse nachgezeichnet).



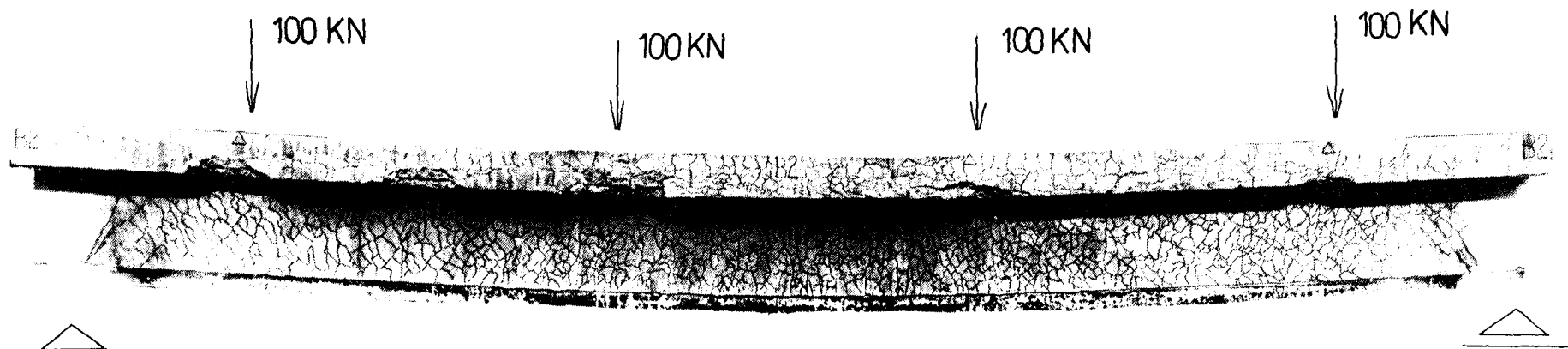


Bild 181:

Rißbild des Versuchsbalkens B 2 nach dem Brandversuch  
(Risse nachgezeichnet).

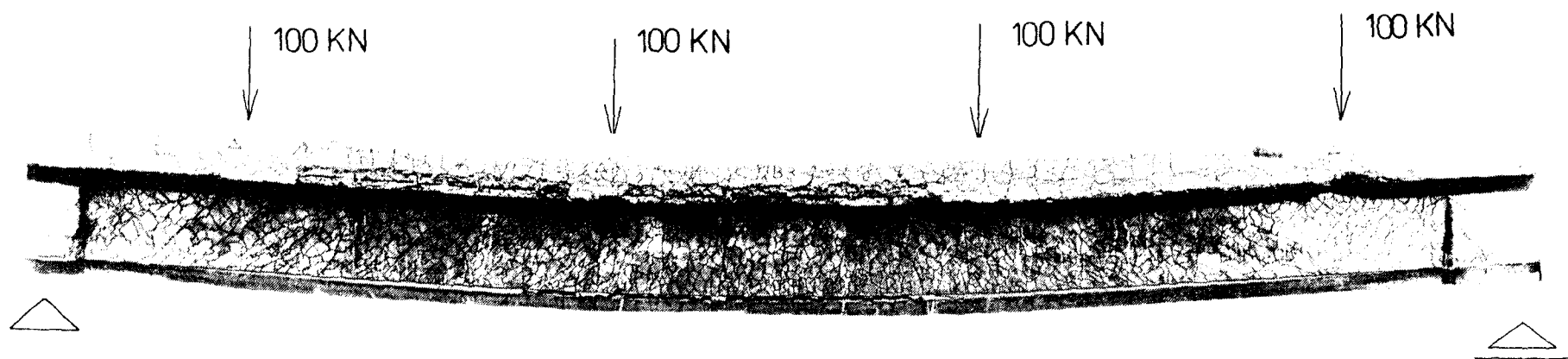


Bild 182:

Rißbild des Versuchsbalkens B 3 nach dem Brandversuch  
(Risse nachgezeichnet).

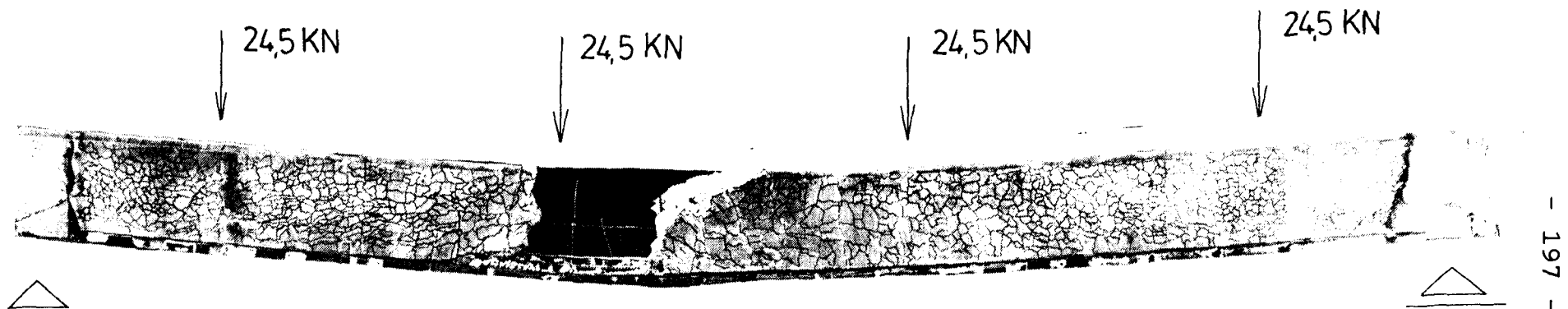


Bild 183:

Rißbild des Versuchsbalkens B 4 nach dem Brandversuch  
(Risse nachgezeichnet).

#### 5.4. Versuchsauswertung

Die Tabellen A 100 bis A 119 enthalten alle während der Versuche gewonnenen Meßwerte. Bei den Tabellen A 100, A 105, A 110, A 115 ist zu beachten, daß hier nur die während des Brandversuchs eingetretenen zusätzlichen Durchbiegungen angegeben sind, die aus Eigengewicht und Versuchskörperabdeckung resultierenden Durchbiegungen also nicht enthalten sind (diese sind in Abschnitt 5.3.2. angegeben).

Die Bilder A 20 bis A 23 zeigen die Meßwerte des zeitlichen Verlaufs der Durchbiegungen während der Brandversuche.

Die Temperaturverteilungen über die Balkenhöhe (in Balkenachse gemessen) im Beton für die Schnitte A und B sind in den Bildern A 24 bis A 26, A 36 bis A 38, A 48 bis A 50, A 60 bis A 62 für verschiedene ausgewählte Zeiten dargestellt. Bei Widersprüchen in den Meßwerten des Temperaturverlaufs sind durch gestrichelte Linien die vermuteten Verläufe (bzw. ausgeglichene Werte bei offensichtlichen Meßfehlern) angegeben.

Die Meßwerte der Temperaturen an der Formstahlbewehrung und an der Betonstahlbewehrung sind in den Bildern A 27 bis A 35, A 39 bis A 47, A 51 bis A 59, A 63 bis A 71 dargestellt. Für jeweils zwei im Querschnitt symmetrisch angeordneten Bewehrungsstäbe sind in der Darstellung die Meßwerte (jeweils mit Angabe des niedrigsten, des höchsten Wertes und des Mittelwertes) zusammengefaßt.

Die Ergebnisse der Temperaturmessungen sind für die Zeiten (nach Beginn des Brandversuchs) von 10 Minuten, 15 Minuten, 30 Minuten, 45 Minuten (und bei B2 bis B4 auch für 60 Minuten), zusätzlich auch zum jeweiligen Versagenszeitpunkt angegeben. Die Werte der Temperaturen für den jeweils nächsten Viertelstunden-Zeitpunkt nach dem Versagenszeitpunkt wurden aus den vorhergehenden Meßwerten extrapoliert und ebenfalls angegeben.

### 5.5. Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Versuche haben gezeigt, daß die Bauart "Formstahlbewehrte Balken" in der Lage ist, eine für Praxisanwendungen ausreichend hohe Feuerwiderstandsdauer zu erreichen, obwohl die Formstahlbewehrung ungeschützt der Beflammung ausgesetzt war.

Bereits die erste Serie der Versuche an den Balken B1 und B2 (die ohne Berücksichtigung von Brandschutzanforderungen ausgebildet waren) ergab mit Feuerwiderstandsdauern von 39 Minuten (B1) und 56 Minuten (B2) Werte, die weit über den Zeiten lagen, die sonst bei Brandversuchen an ungeschützten Stahlkonstruktionen erreicht werden können. Damit konnte bereits gezeigt werden, daß selbst Balken, die ohne Berücksichtigung von Brandschutzanforderungen entworfen wurden, mindestens die Feuerwiderstandsklasse F 30 erreichen.

Die Versuchsbalken der zweiten Serie erbrachten mit Feuerwiderstandsdauer von 67 Minuten (B3) und 52 Minuten (B4) den Nachweis, daß formstahlbewehrte Balken ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen gegen den Brandangriff und bei voller Ausnutzung der Bewehrung für den "kalten" Zustand die Feuerwiderstandsklasse F 60 erreichen können. Bei dem Versuchsergebnis des Balken B4 muß berücksichtigt werden, daß die Versagensursache hier Betonbruch des Obergurts war. Diese Bruchursache wurde hervorgerufen, da der Balken mit einer Breite von nur 14 cm wesentlich geringere Abmessungen aufwies als nach DIN 4102 für die Feuerwiderstandsklasse F 60 erforderlich (danach muß die Breite 25 cm betragen) ist. Wie aus den Versuchswerten (Bilder A 69 bis A 71) zu ersehen ist, wäre die bei dem Versuchsbalken B1 bis B3 kritische Temperatur von 400 °C in der Betonstahlbewehrung erst nach  $\approx$  60 Minuten erreicht gewesen und hätte dann auch bei Balken B4 zum Biegebruch infolge Stahlversagen geführt.

Die bereits in den ersten Minuten der Beflammung auftretende, gegenüber Versuchen an üblichen Stahlbetonbalken ungewöhnlich umfangreiche Rißbildung (vgl. Abschnitt 5.3.3.) hat sich offen-

sichtlich nicht negativ auf die Feuerwiderstandsdauer ausge-  
wirkt. Die Betonstähle und der Verbund mit der Formstahlbeweh-  
rung führten zu sehr kleinen Rißbreiten, durch die der Feuer-  
widerstand nicht beeinträchtigt wurde.

Besonders erwähnenswert ist, daß die Formstahlbewehrung nach  
dem Erkalten der Versuchsbalken intakt war. Bei Praxisanwendun-  
gen wird daher nach Ablöschen eines Brandes die Tragfähigkeit  
formstahlbewehrter Balken wieder ansteigen, da die im Brand  
"ausgefallene" Formstahlbewehrung nach dem Erkalten wieder mit-  
trägt. Dadurch weisen formstahlbewehrte Balken gegenüber ande-  
ren Bauweisen (beispielsweise Holzleimbinder) eine nicht uner-  
hebliche zusätzliche Sicherheit in der Lösch- und Nachlösch-  
phase auf. Von dem Zeitpunkt, wenn beim Löschangriff durch das  
Löschwasser die freiliegende Formstahlbewehrung abgekühlt wird,  
ist ein Versagen derartiger Balken nicht mehr zu erwarten.

Die an den Versuchsbalken B1 bis B4 durchgeführten Brandver-  
suche lieferten erstmalig Daten, aus denen der Einfluß der  
Formstahlbewehrung auf die Temperatur im Balkeninnern ermittelt  
werden kann.

Die Bilder 184, 185, 187, 188, 190 und 191 zeigen den Tempera-  
turverlauf an den Außenseiten bzw. den dem Beton zugewandten  
Flächen der Formstahlbewehrung im Vergleich zur ETK. Die im  
Vergleich zum Anstieg der Brandraumtemperatur verzögerte Erwär-  
mung der Formstahlbewehrung wird deutlich. Die an der Außen-  
seite der Formstahlbewehrung (der Beflammung ausgesetzte Seite)  
gemessenen Temperaturen unterscheiden sich jedoch kaum von den  
Temperaturen an der dem Beton zugewandten Innenseite der Form-  
stahlbewehrung (Bilder 186 und 189).

Für übliche Stahlbetonbalken liegen Isothermenbilder vor  
[10,11]. In den Bildern 192 bis 195 sind für die Zeiten von 30  
Minuten und 60 Minuten nach Beginn des Normbrandes im Vergleich  
die nach Heft 230 des DAfStb [11] und die an den Versuchsbalken  
gemessenen Temperaturen im Bauteilinnern dargestellt. Die Werte  
für einen Stahlbetonbalken mit den Abmessungen der Versuchsbal-

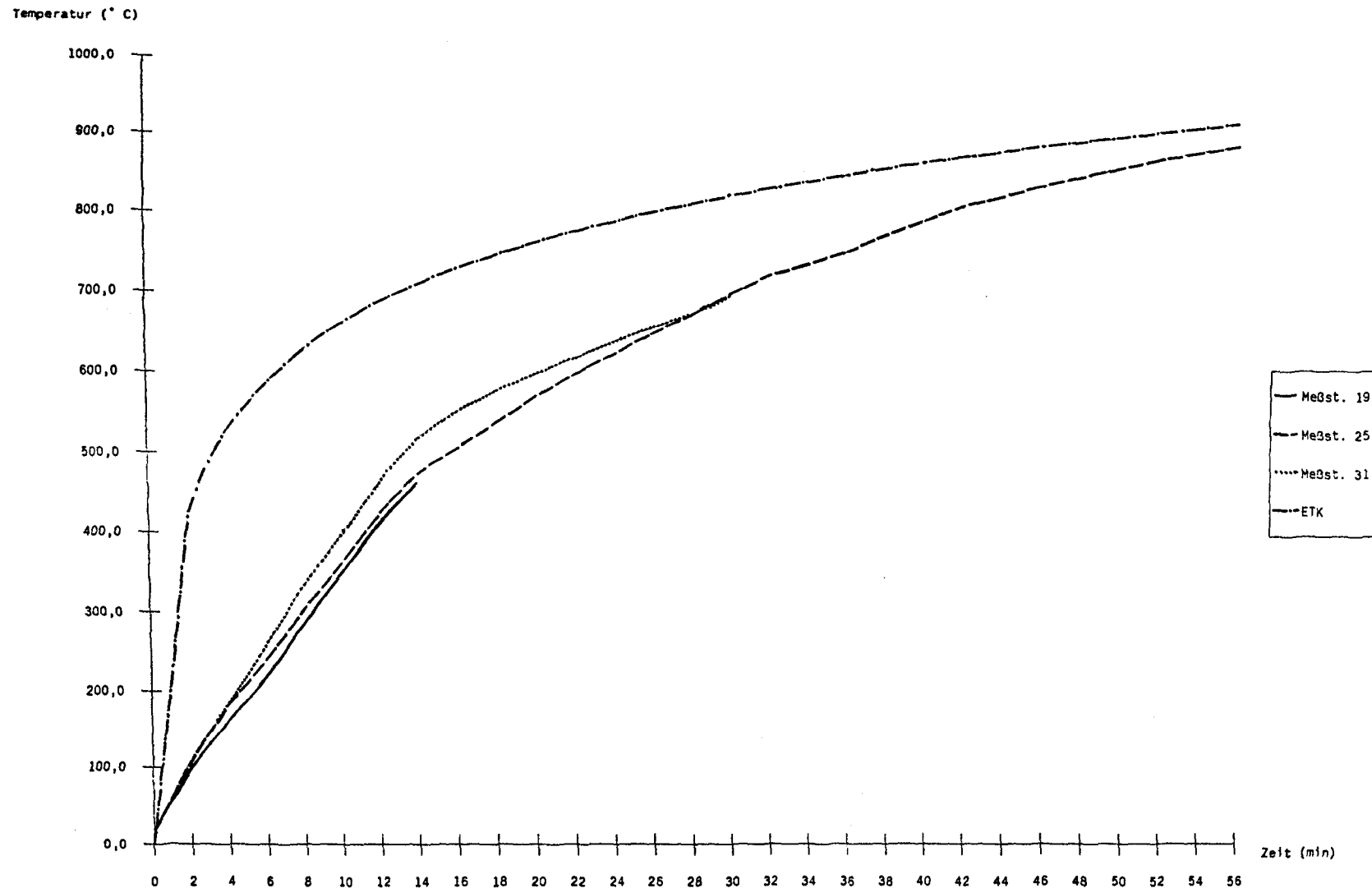


Bild 184:

Vergleich der an der Innenseite der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 1 gemessenen Temperaturen mit der Brandraumtemperatur (ETK).

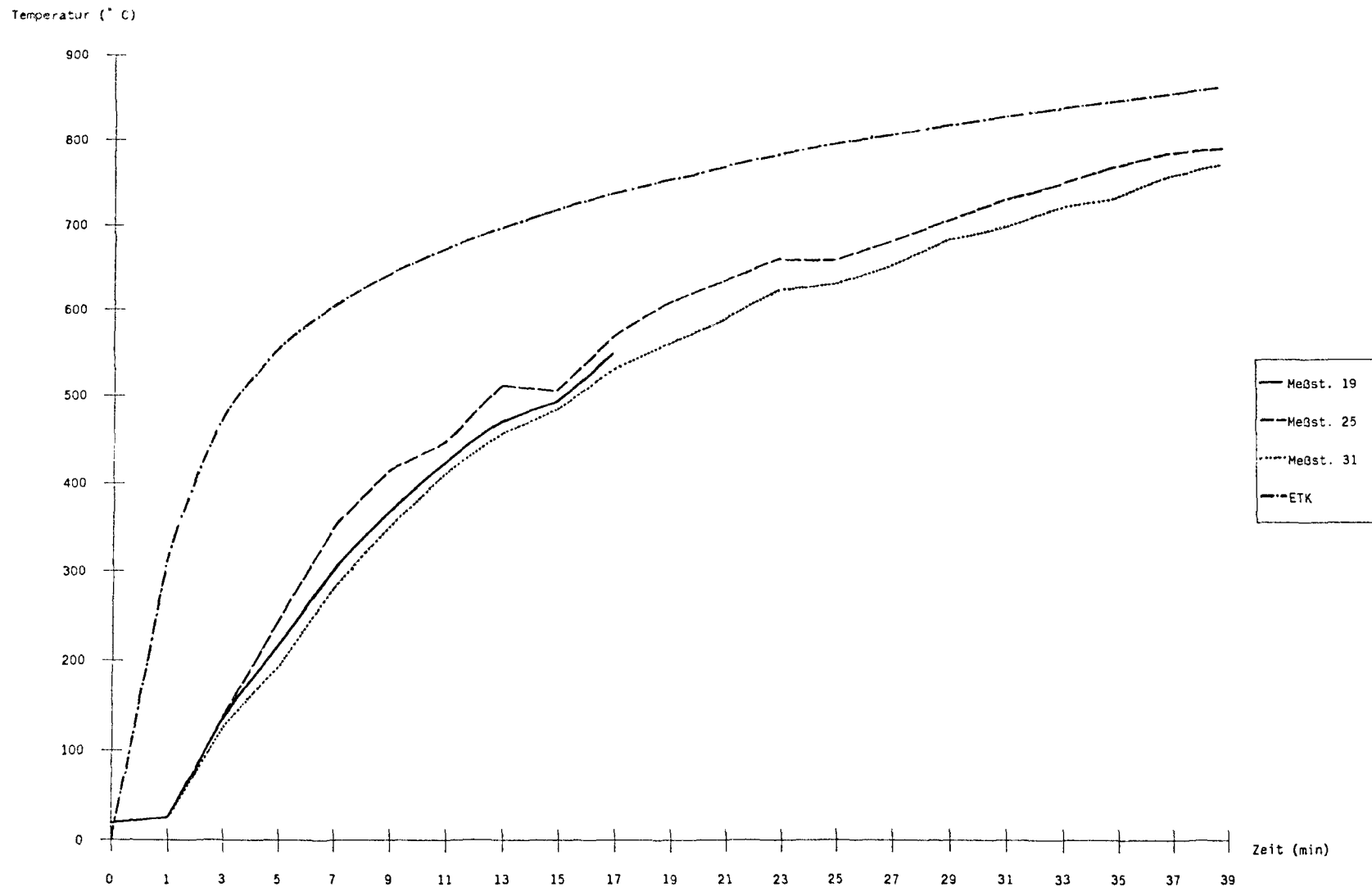


Bild 185:

Vergleich der an der Innenseite der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 2 gemessenen Temperaturen mit der Brandraumtemperatur (ETK).



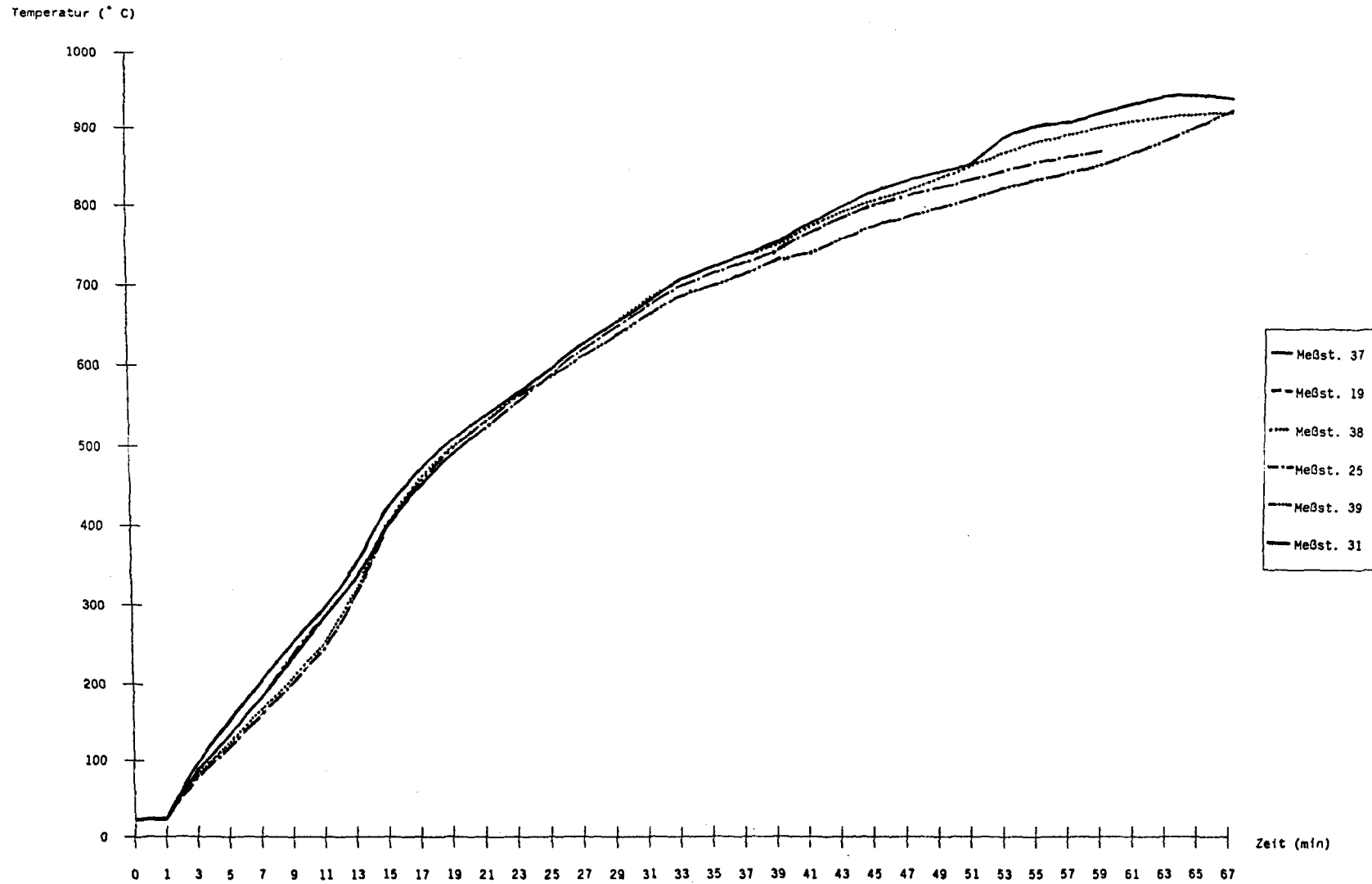


Bild 186:

Meßwerte der an den Innen- und Außenseiten der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 3 gemessenen Temperaturen.

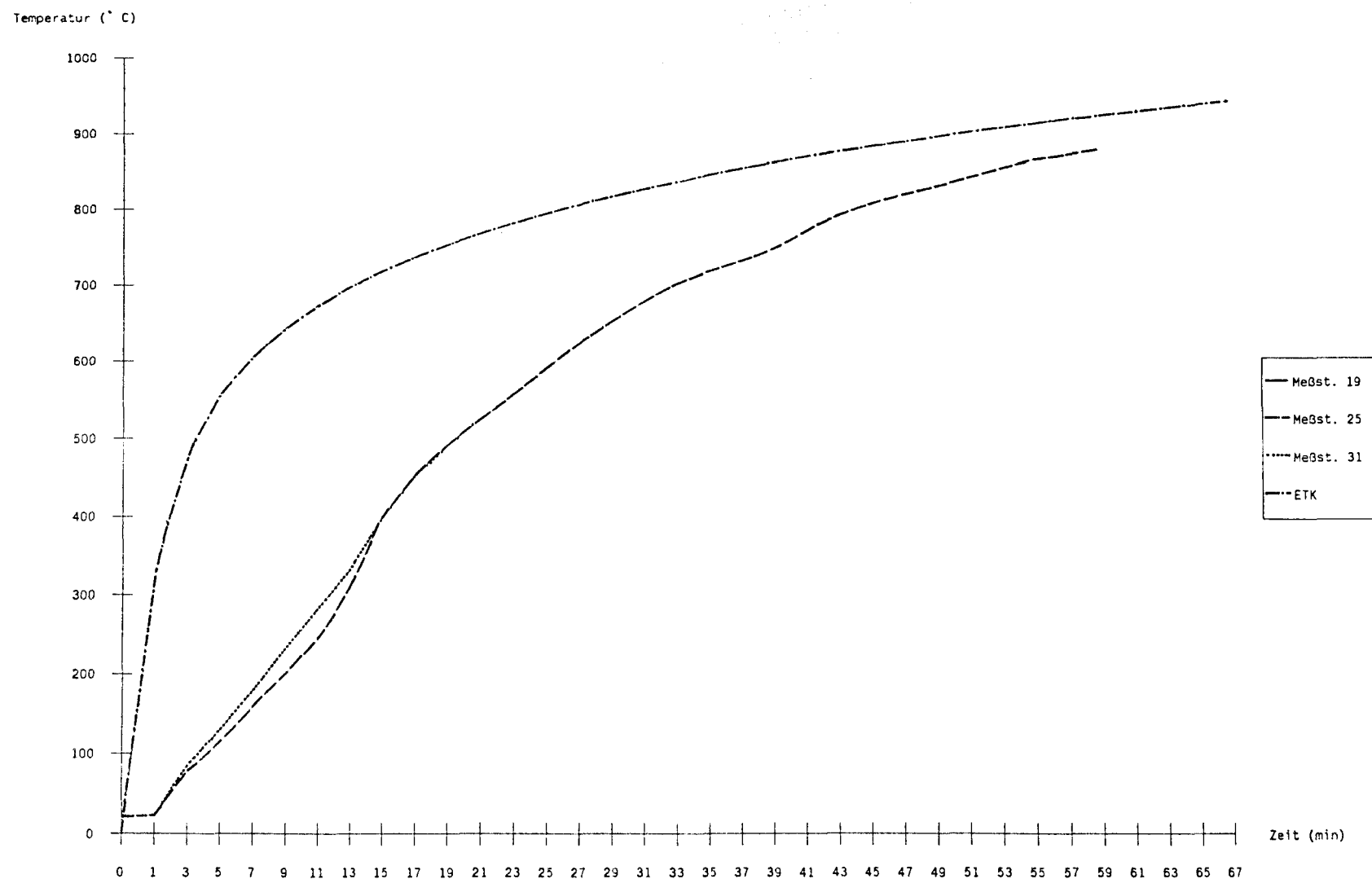


Bild 187:

Vergleich der an der Innenseite der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 3 gemessenen Temperaturen mit der Brandraumtemperatur (ETK).

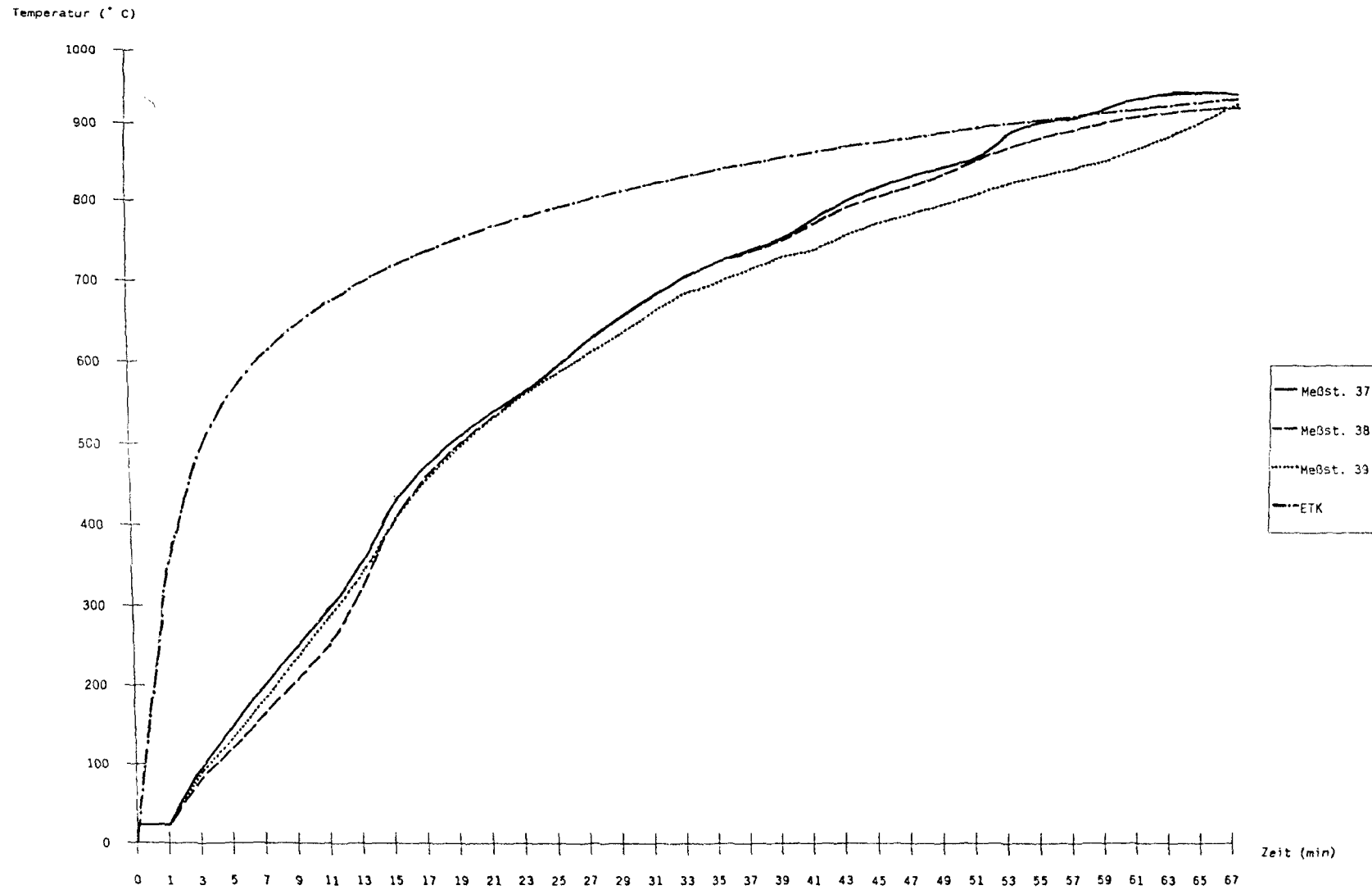


Bild 188:

Vergleich der an der Außenseite der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 3 gemessenen Temperaturen mit der Brandraumtemperatur (ETK).

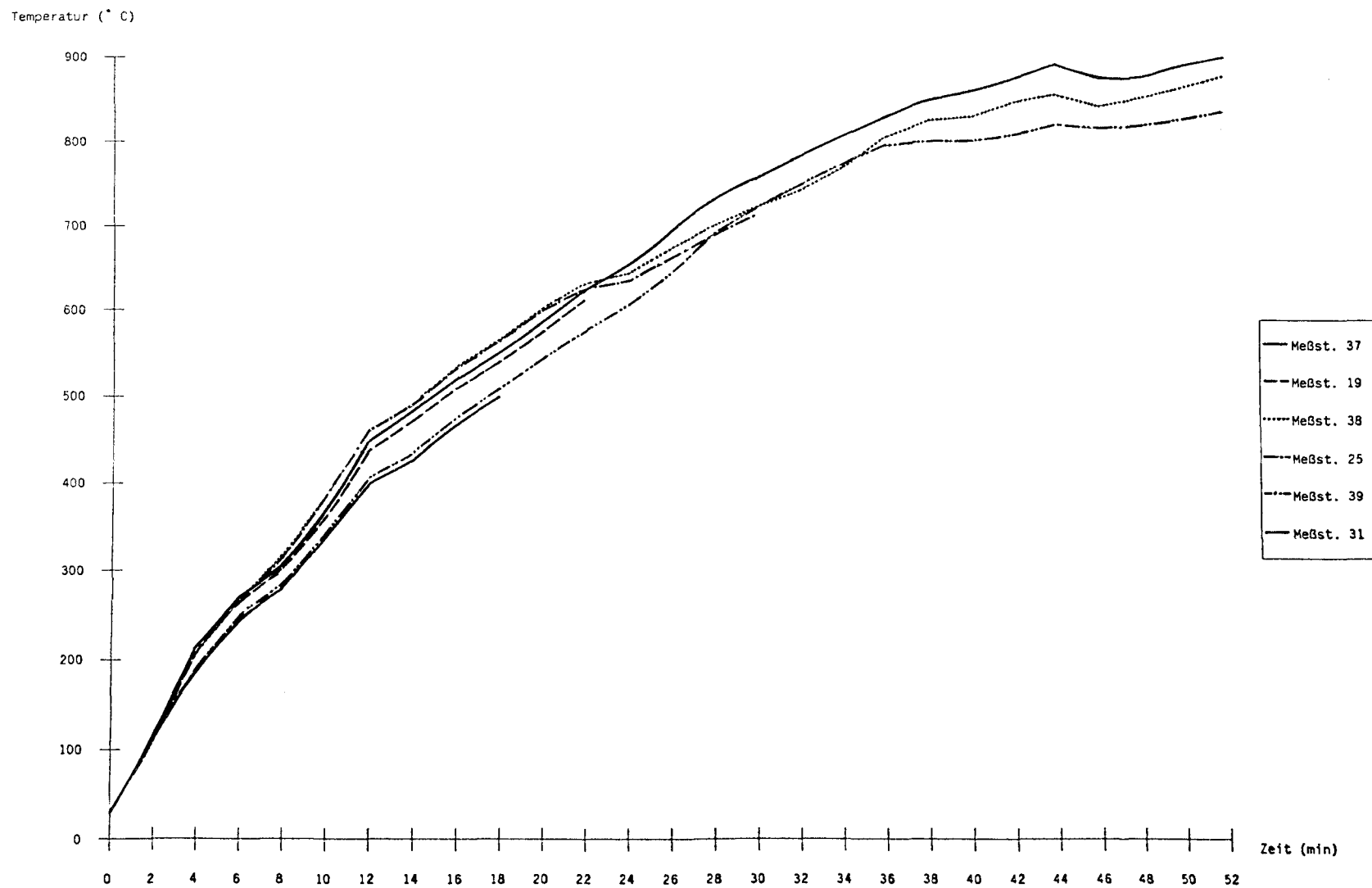


Bild 189:

Meßwerte der an den Innen- und Außenseiten der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 4 gemessenen Temperaturen.

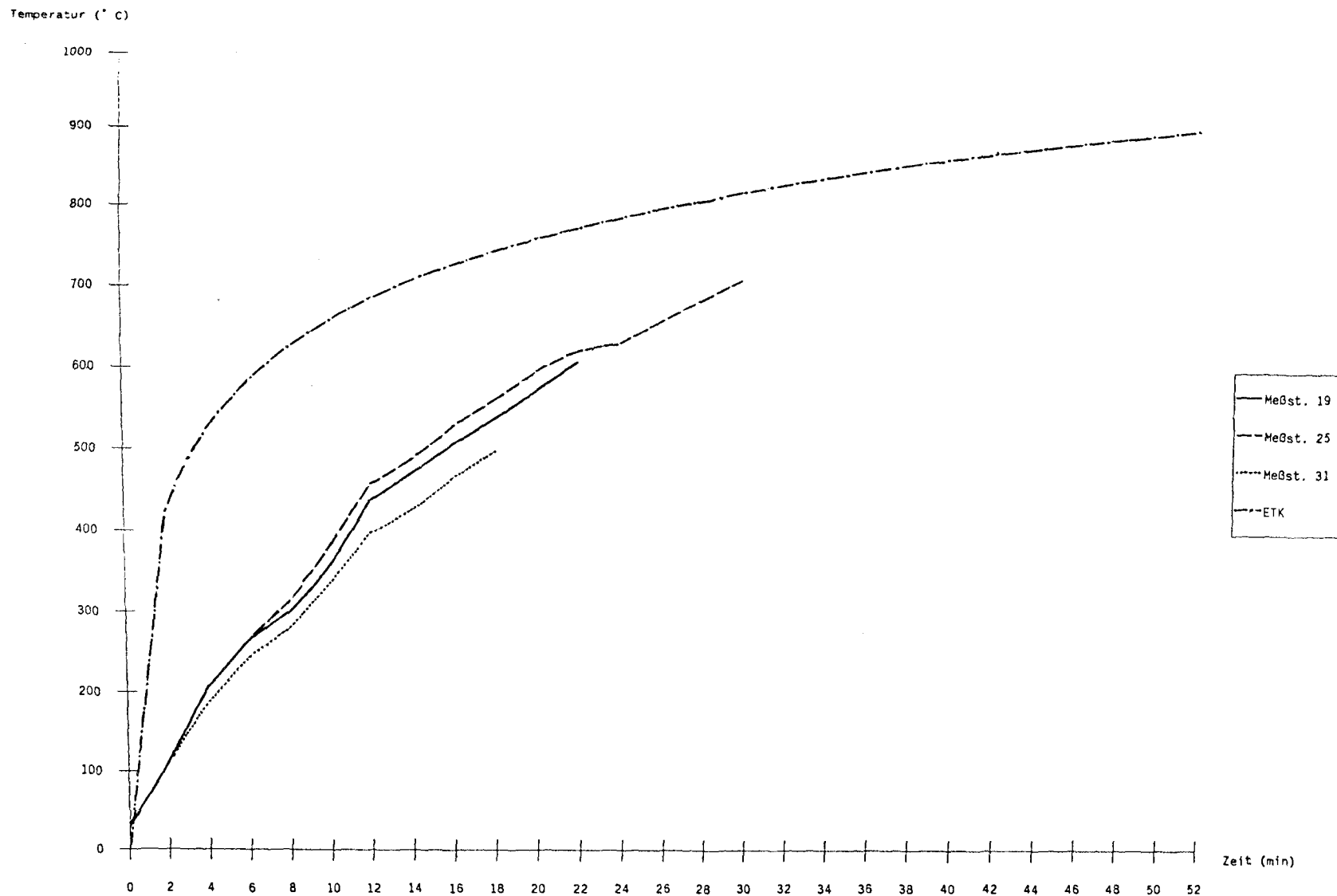


Bild 190:

Vergleich der an der Innenseite der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 4 gemessenen Temperaturen mit der Brandraumtemperatur (ETK).

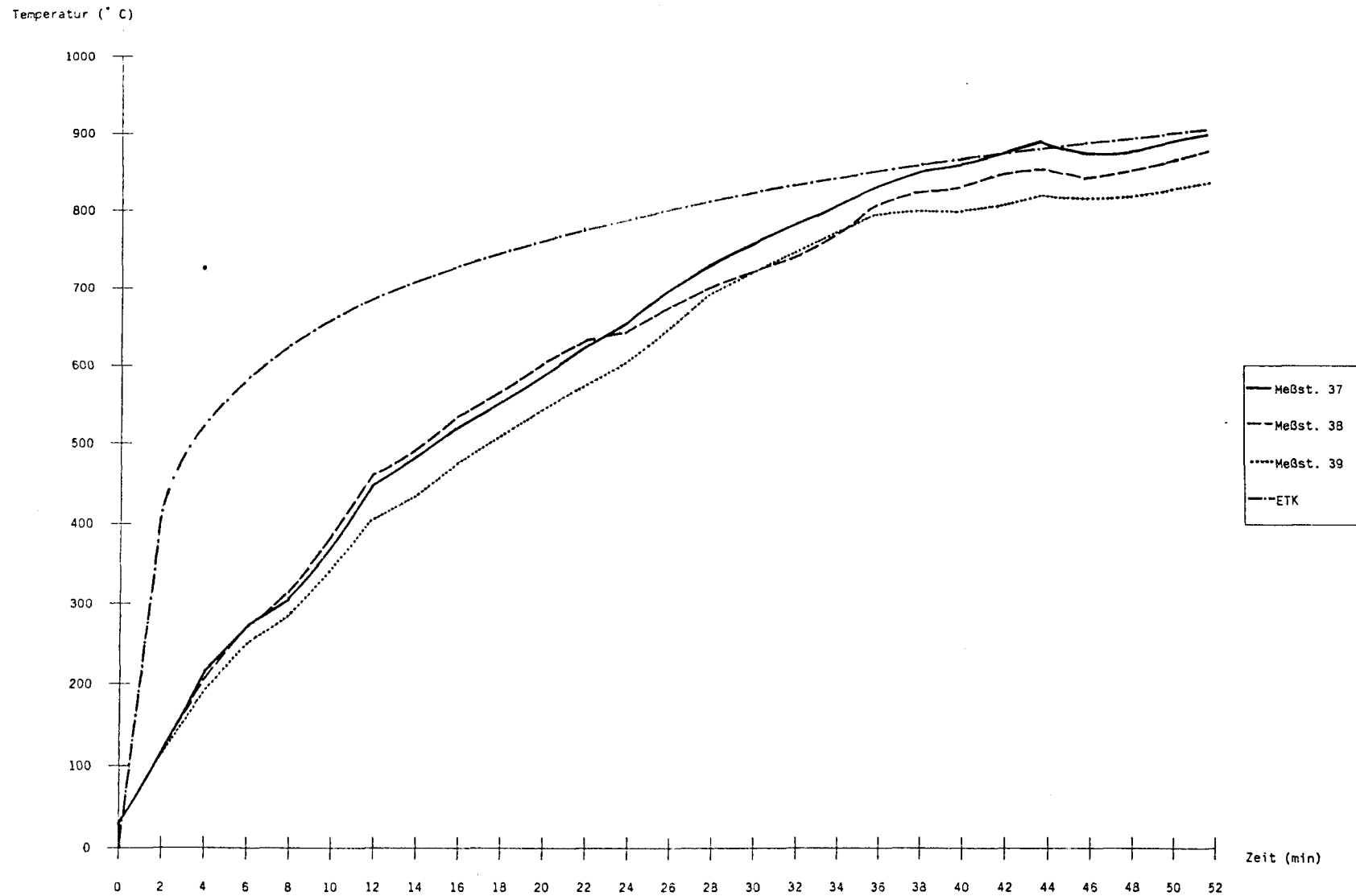


Bild 191:

Vergleich der an der Außenseite der Formstahlbewehrung des Versuchsbalkens B 4 gemessenen Temperaturen mit der Brandraumtemperatur (ETK).

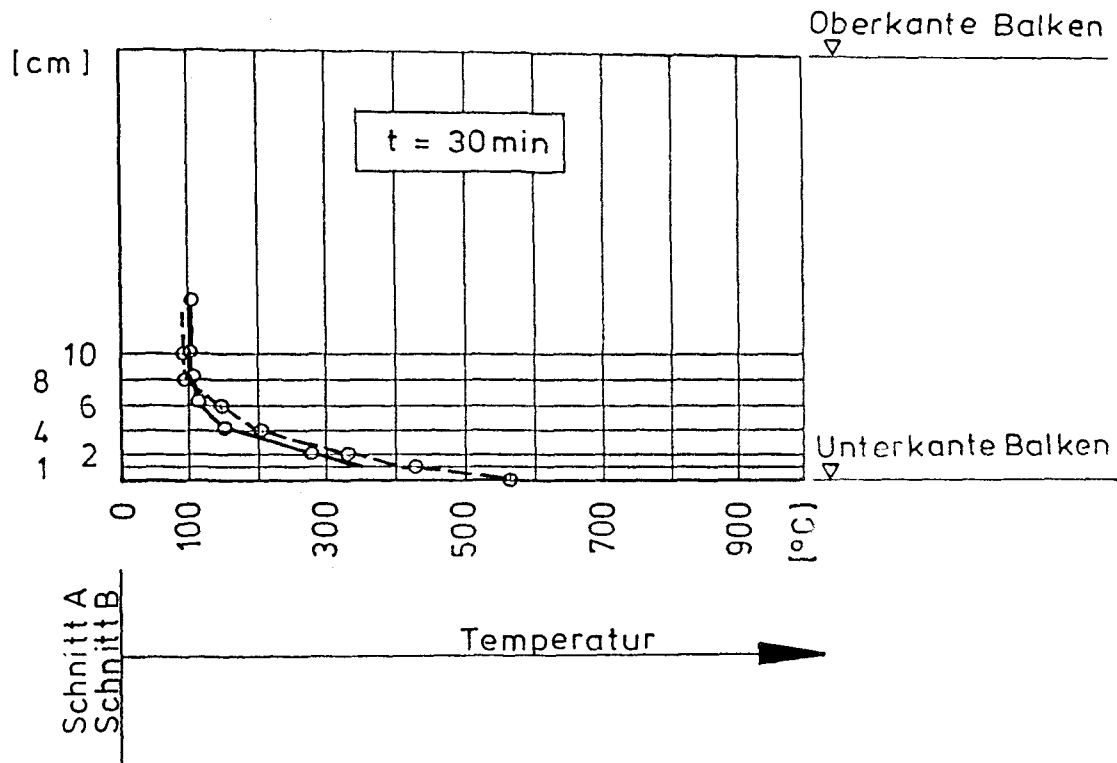


Bild 192:

Vergleich der im Beton des Versuchsbalkens B 1 gemessenen Temperaturen mit nach Heft 230 des DAfStb [11] ermittelten Betontemperaturen für einen Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt für (eine Branddauer von 30 Minuten).

- Meßwerte Versuchsbalken B 1  
 ----- Werte nach Heft 230 für einen Stahlbetonbalken

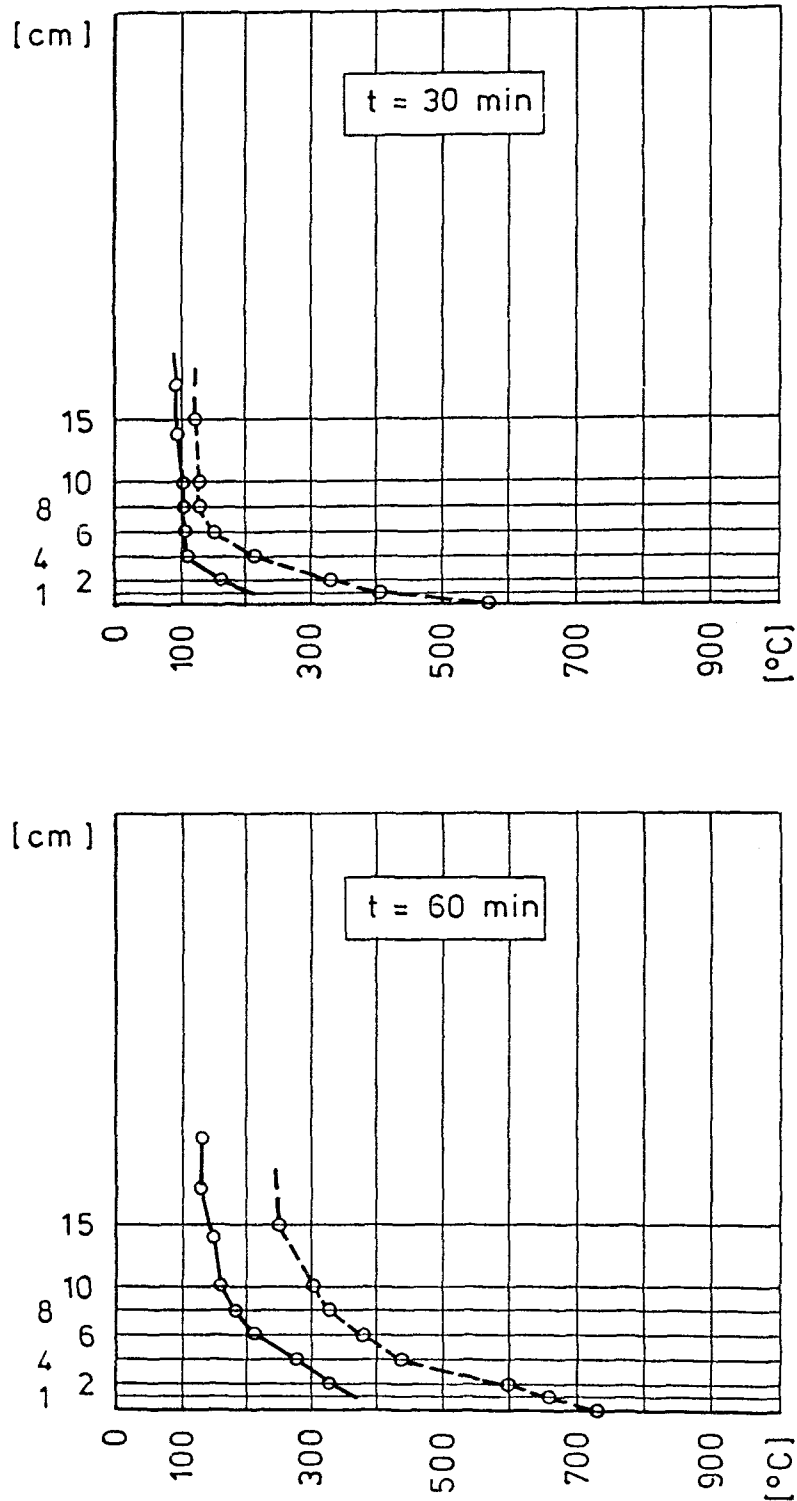


Bild 193:

Vergleich der im Beton des Versuchsbalkens B 2 gemessenen Temperaturen mit nach Heft 230 des DAfStb [11] ermittelten Betontemperaturen für einen Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt (für Branddauer von 30 und 60 Minuten).

- Meßwerte Versuchsbalken B 2  
----- Werte nach Heft 230 für einen Stahlbetonbalken



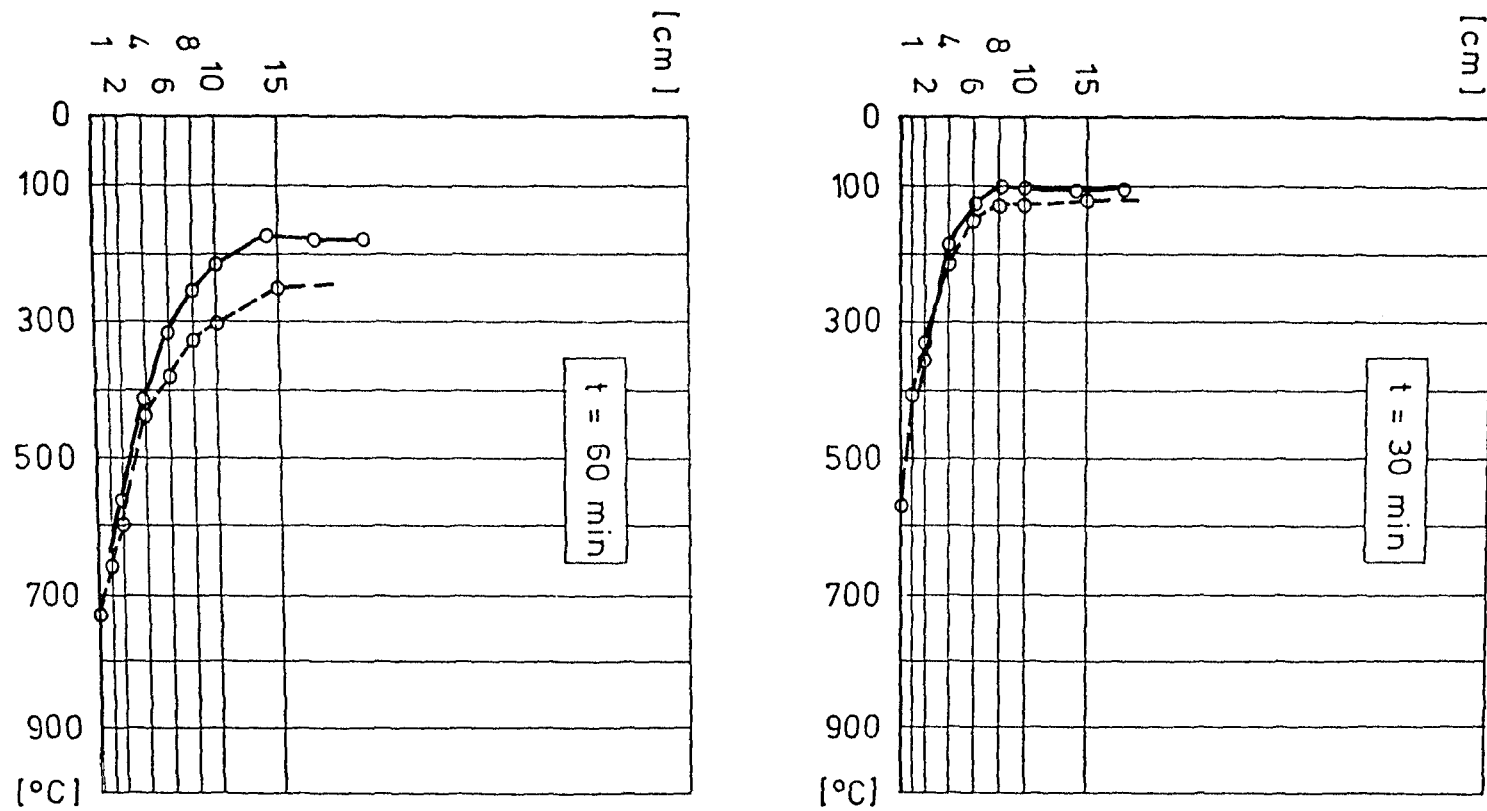


Bild 194:

Vergleich der im Beton des Versuchsbalkens B 3 gemessenen Temperaturen mit nach Heft 230 des DAfStb [11] ermittelten Betontemperaturen für einen Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt (für Branddauer von 30 und 60 Minuten).

- Meßwerte Versuchsbalken B 3
- Werte nach Heft 230 für einen Stahlbetonbalken

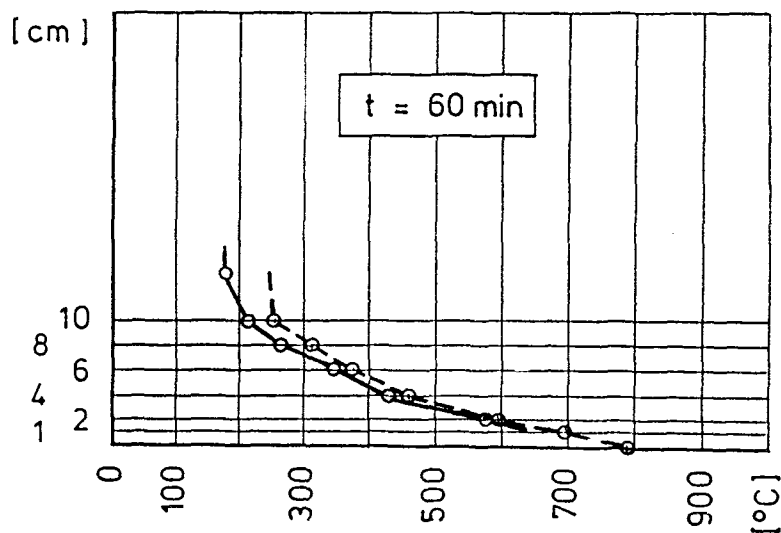
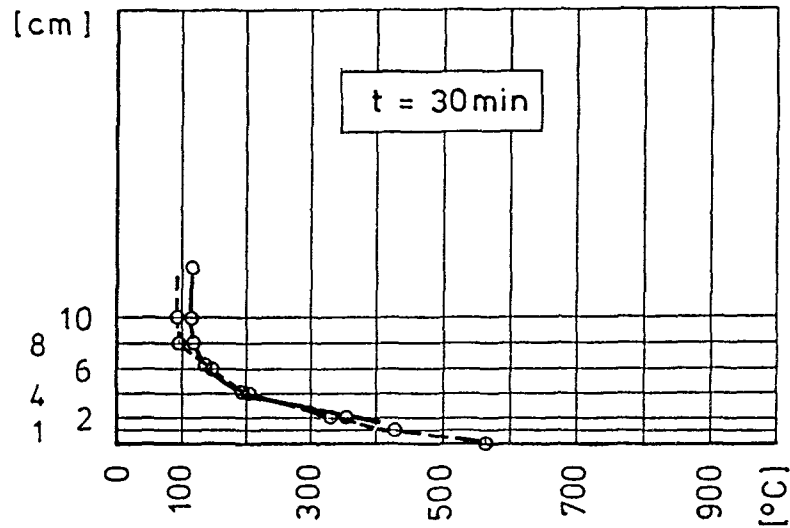


Bild 195:

Vergleich der im Beton des Versuchsbalkens B 4 gemessenen Temperaturen mit nach Heft 230 des DAfStb [11] ermittelten Betontemperaturen für einen Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt (für Branddauer von 30 und 60 Minuten).

- Meßwerte Versuchsbalken B 4
- Werte nach Heft 230 für einen Stahlbetonbalken

ken wurden dabei aus den Angaben der Werte in Heft 230 interpoliert. Der Vergleich zeigt, daß die nach Heft 230 ermittelten Temperaturen in allen Fällen geringer sind als die Meßwerte der Versuchsbalken. Beim Versuchsbalken B2 sind die gemessenen Temperaturen wesentlich geringer, als sie nach Heft 230 zu erwarten sind. Beim weitgehend gleichartig wie B2 ausgebildeten Versuchsbalken B3 ist kaum ein Unterschied zwischen den Meßwerten und den nach Heft 230 ermittelten Werten festzustellen. Der Grund für dieses unterschiedliche Verhalten der Balken B2 und B3 kann nicht angegeben werden.

Insgesamt zeigen die Bilder 192 bis 195, daß die Temperaturen im Innern formstahlbewehrten Balken mit ausreichender Genauigkeit (und auf der sicheren Seite liegend) wie die bei üblichen Stahlbetonbalken im Brandversuch ermittelten (und in der Literatur [10,11] veröffentlichten) Temperaturen angesetzt werden können. Offensichtlich wird der Einfluß der guten Wärmeleitfähigkeit der Formstahlbewehrung dadurch kompensiert, daß diese Bewehrung gleichzeitig abschirmend gegenüber Wärmestrahlung wirkt.

## **5.6. Empfehlungen für die Praxisanwendung formstahlbewehrter Balken**

### **5.6.1. Empfehlungen zur Bemessung und zur konstruktiven Gestaltung für eine angestrebte Feuerwiderstandsdauer**

Eine wirtschaftliche Ausbildung formstahlbewehrter Balken mit definierter Feuerwiderstandsdauer wird erreicht, wenn die gesamte Biegezugbewehrung im "kalten" Zustand voll ausgenutzt ist. Da im Brandfall die freiliegende Formstahlbewehrung als nicht mehr mittragend angesehen werden muß, ist dann die gesamte Biegezugkraft allein von den Betonstahlzulagen aufzunehmen. Diese müssen daher einen Mindestquerschnitt aufweisen, der es gestattet, bei 1,0facher Sicherheit die aus der Gebrauchslast resultierende Biegezugkraft bei Stahlspannungen unterhalb der Fließgrenze aufzunehmen. Im "kalten" Zustand wird die Bie-

gezugkraft von der Formstahlbewehrung und den Betonstahlzulagen gemeinsam aufgenommen. Der "Mindestquerschnitt" der Betonstahlzulagen beträgt daher das  $1/1,75 = 0,571$ fache der Gesamtbewehrung (gleiche Stahlgüten für Formstahl und Betonstahl vorausgesetzt). Ein derart bemessener Balken versagt, wenn infolge Erwärmung der im Beton liegenden Betonstahlstäbe deren Fließgrenze unter der Last erreicht wird.

Durch Wahl des Querschnitts der Betonstahlzulagen zur Aufnahme der Biegezugkraft und Wahl des Abstandes dieser Bewehrung von im Brandfall heißen Flächen (Stegseite bzw. Formstahlbewehrung) kann jede gewünschte Feuerwiderstandsdauer erreicht werden.

Die Schubbewehrung formstahlbewehrter Balken muß - um ausreichende Gebrauchsfähigkeit (geringe Rißbreiten) zu erreichen - mit einem Mindestwert (vgl. Abschnitt 4.6.) angeordnet werden. Ist diese Bewehrung weit genug (gemäß den Angaben in DIN 4102 für Stahlbetonbalken) im Balkeninnern angeordnet, wird sie bei 1,0facher Sicherheit auch für den Brandfall ausreichen.

Da im Brandfall die Formstahlbewehrung sehr schnell hohe Temperaturen erreicht und sich deshalb ohnehin nicht an der Aufnahme der Biegezugkraft beteiligt, sind für den Brandfall keine besonderen Anforderungen an die konstruktive Ausbildung der Formstahlbewehrung zu stellen. Diese Aussage gilt auch für die Endverankerungen der Formstahlbewehrung.

#### **5.6.2. Nachweisverfahren für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer**

Mit den aus den Brandversuchen an den Versuchsbalken B1 bis B4 gewonnenen Erkenntnissen läßt sich ein Nachweisverfahren für brandbeanspruchte formstahlbewehrte Stahlbetonbalken angeben, das den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer gestattet. Als Grundlagen können dabei Literaturangaben aus [10] herangezogen werden (Bilder 196 bis 198).

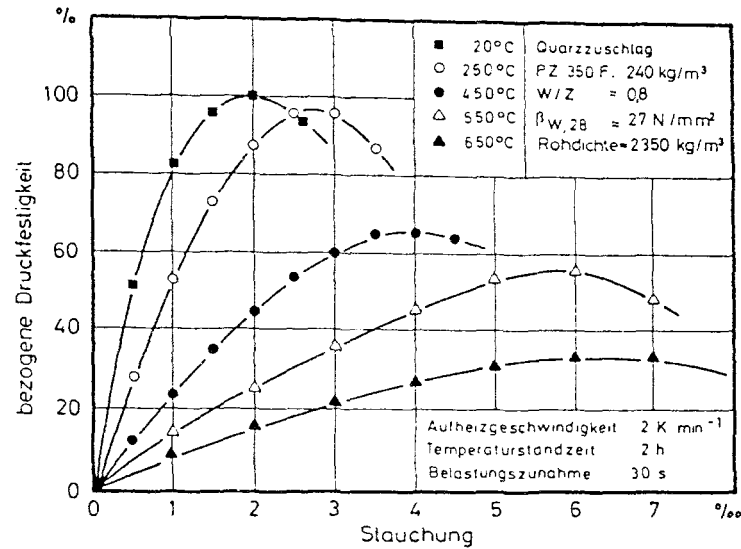


Bild 196:

Bezogene Spannungs-Dehnungskurven von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei hohen Temperaturen (entnommen aus [10]).

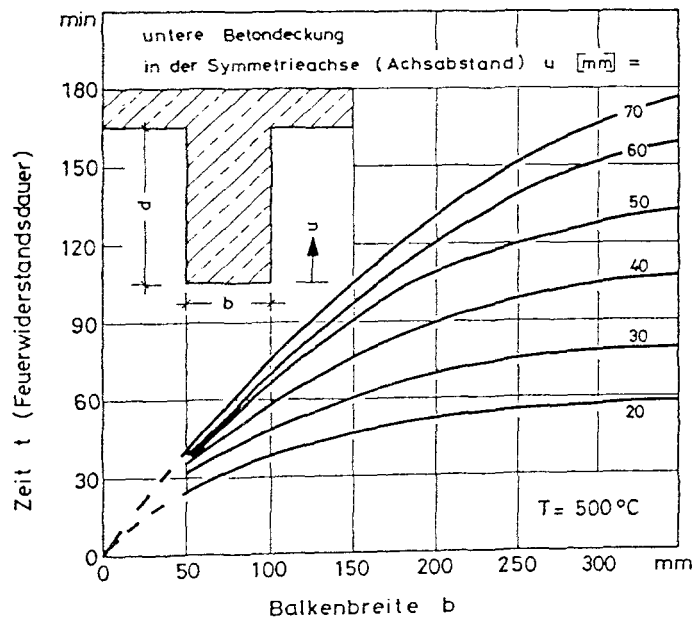


Bild 197:

Erwärmungszeit  $t$  bis zum Erreichen von  $T = 500^\circ\text{C}$  in der Symmetrieachse von Rechteckbalken mit quarzhaltigem Zuschlag bei dreiseitiger Beanspruchung nach DIN 4102 Teil 2 (ETK) in Abhängigkeit von der Balkenbreite  $b$  und dem Achsabstand  $u$  (entnommen aus [10]).

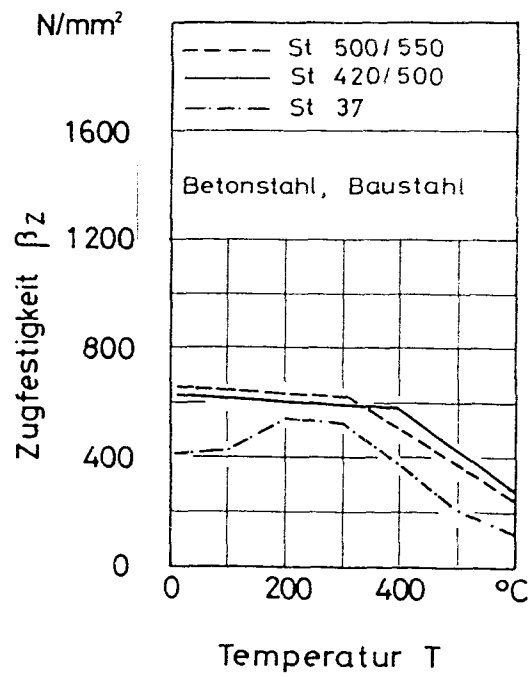
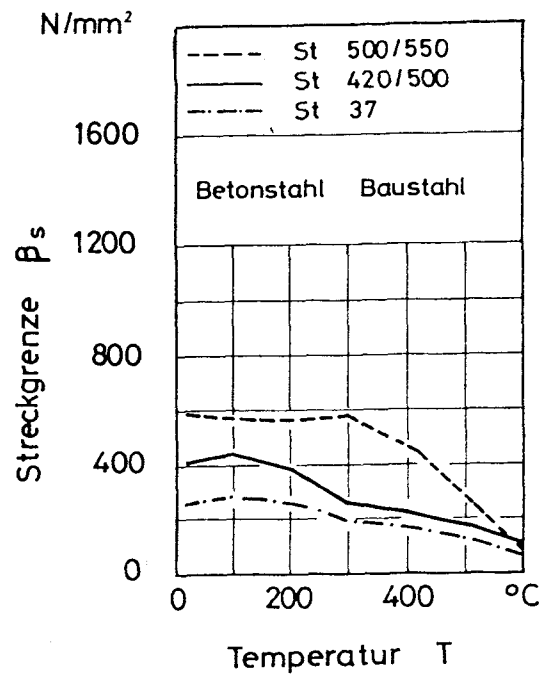


Bild 198:

Streckgrenzen  $\beta_s$  und Zugfestigkeiten  $\beta_z$  von Beton- und Spannstählen in Abhängigkeit von der Stahltemperatur (entnommen aus [10]).

Die Grundzüge eines derartigen Nachweisverfahrens sollen hier angegeben werden:

- Wahl der Betonabmessungen (Querschnittsbreite, Querschnittshöhe) in Anlehnung an die Angaben von DIN 4102 für Stahlbetonbalken. Die Einhaltung dieser Werte verhindert vorzeitiges Versagen infolge Betondruckbruch.
- Wahl einer Bewehrung, bei der die Betonstahlzulagen  $\geq 57\%$  der gesamten Biegezugkraft aufnehmen können. Formstahlbewehrung und Betonstahlzulagen zusammen müssen die Biegezugkraft aus Last mit ausreichender Sicherheit aufnehmen können (üblicher Bruchsisicherheitsnachweis für den "kalten" Zustand).
- Ermittlung des Maßes der erforderlichen Betondeckung so, daß ein mit dieser Betondeckung eingelegter Stab der Zulagebewehrung bei der geforderten Feuerwiderstandsdauer infolge Erwärmung noch keinen Festigkeitsverlust zeigt. Nach Bild 198 darf beispielsweise die Temperatur bei BSt 500 nicht über  $300^{\circ}\text{C}$  ansteigen, die dazu erforderliche Betondeckung (dieses Maß ist auch als Abstand von heißen Flächen der Formstahlbewehrung einzuhalten) kann nach den Isothermenbildern aus Heft 230 des DAfStb [11] ermittelt werden. Alternativ kann auch eine höhere Temperatur der Zulagebewehrung zugelassen werden, wenn der Anteil dieser Bewehrung an der Gesamtbewehrung entsprechend erhöht wird.
- Da im Brandfall die Formstahlbewehrung als nicht mehr mittragend angesehen werden kann, ist für diese Bewehrung (einschl. der Endverankerungen) kein gesonderter Nachweis für den Brandfall erforderlich.
- Die Schubbewehrung sollte so angeordnet werden, daß diese Bewehrung ausreichend gegen Erwärmung geschützt ist (bei BSt 500 derart, daß bei der geforderten Feuerwiderstandsdauer ein Temperatur von  $300^{\circ}\text{C}$  nicht überschritten wird). Dann erübrigt sich ein weiterer Nachweis.

Auf der Grundlage der vorstehend erläuterten Nachweisverfahrens wurde die Tragfähigkeit der Versuchsbalken B1 bis B4 für im Versagenszeitpunkt gemessene Temperaturverteilungen errechnet. Der Nachweis erfolgte mit dem Programmsystem PBMS. Für die zum Versagenszeitpunkt gemessenen Temperaturen wurden die Materialfestigkeiten gem. den Bildern 196 und 198 angesetzt. Die Rechenergebnisse sind in den Bildern 199 und 200 in Form von Momenten-Normalkraft-Tragfähigkeitsbeziehungen dargestellt.

Für die Normalkraft Null ergibt sich das aufnehmbare Moment bei reiner Biegung im Bruchzustand. Die in den Bildern 199 und 200 dargestellten Rechenergebnisse stimmen sehr gut (Abweichung  $\leq 10 \%$ ) mit den im Versuch ermittelten Werten überein. Zum Vergleich werden hier die Werte der Momente aus den Versuchslasten angegeben:

Versuchsbalken B1	M = 60 kNm
" B2 und B3	M = 240 kNm
" B4	M = 58,8 kNm.

Das Rechenverfahren erlaubt sowohl den Nachweis einer geforderten Feuerwiderstandsdauer als auch die Optimierung des Gesamtbewehrungsgehalts bei Vorgabe bestimmter Randbedingungen (beispielsweise des Profils der Formstahlbewehrung). Erforderlich ist ein Programm zur Querschnittsanalyse von Stahlbetonbalken, das die Eingabe beliebiger Werkstoffkennwerte gestaltet. Derartige Programme sind bereits heute weit verbreitet und werden sicher künftig zur Standardausstattung Technischer Büros gehören.



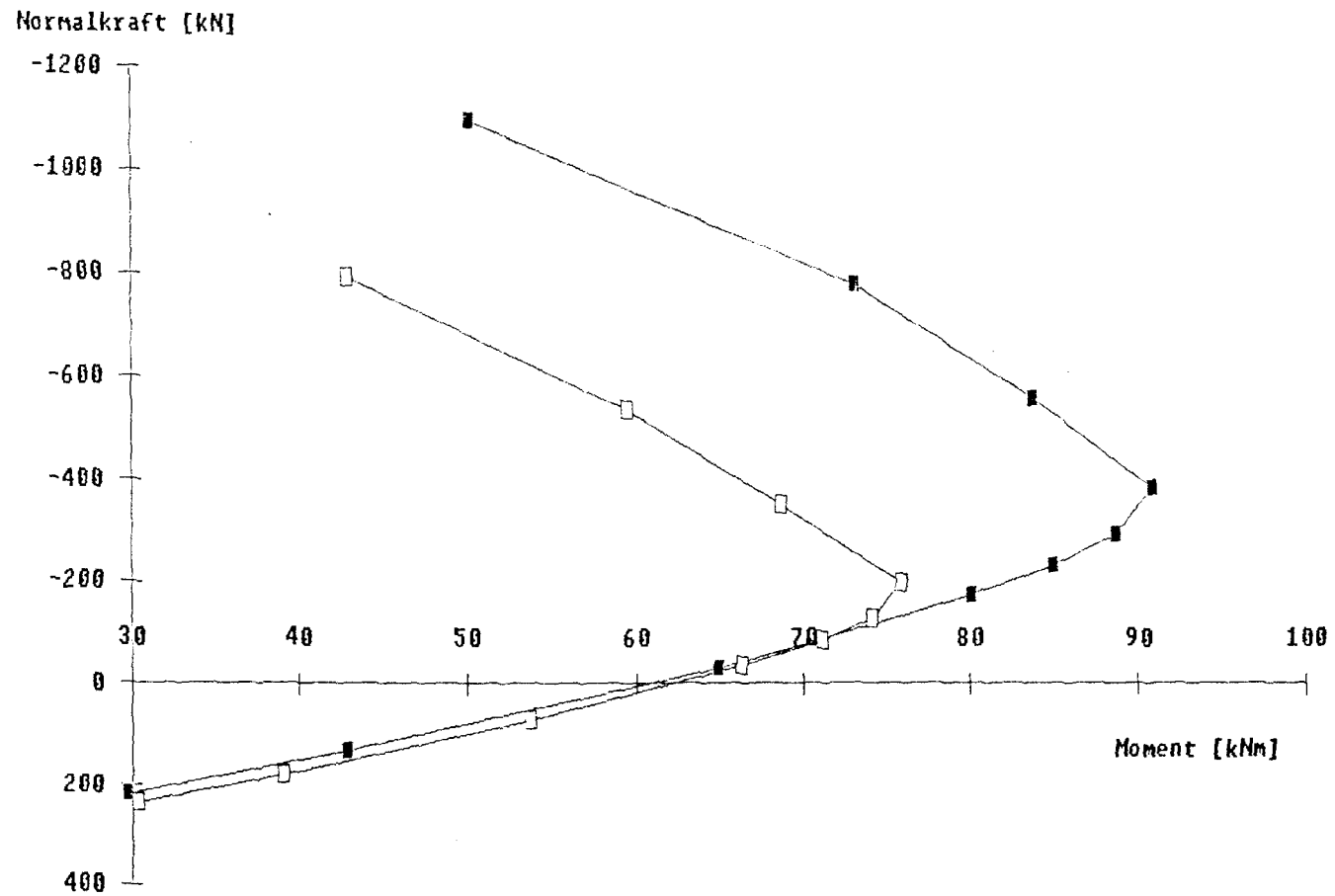


Bild 199:

Gerechnete Momenten-Normalkraft-Tragfähigkeit der Versuchsbalken B 1 und B 4.

- Balken B 1
- Balken B 4

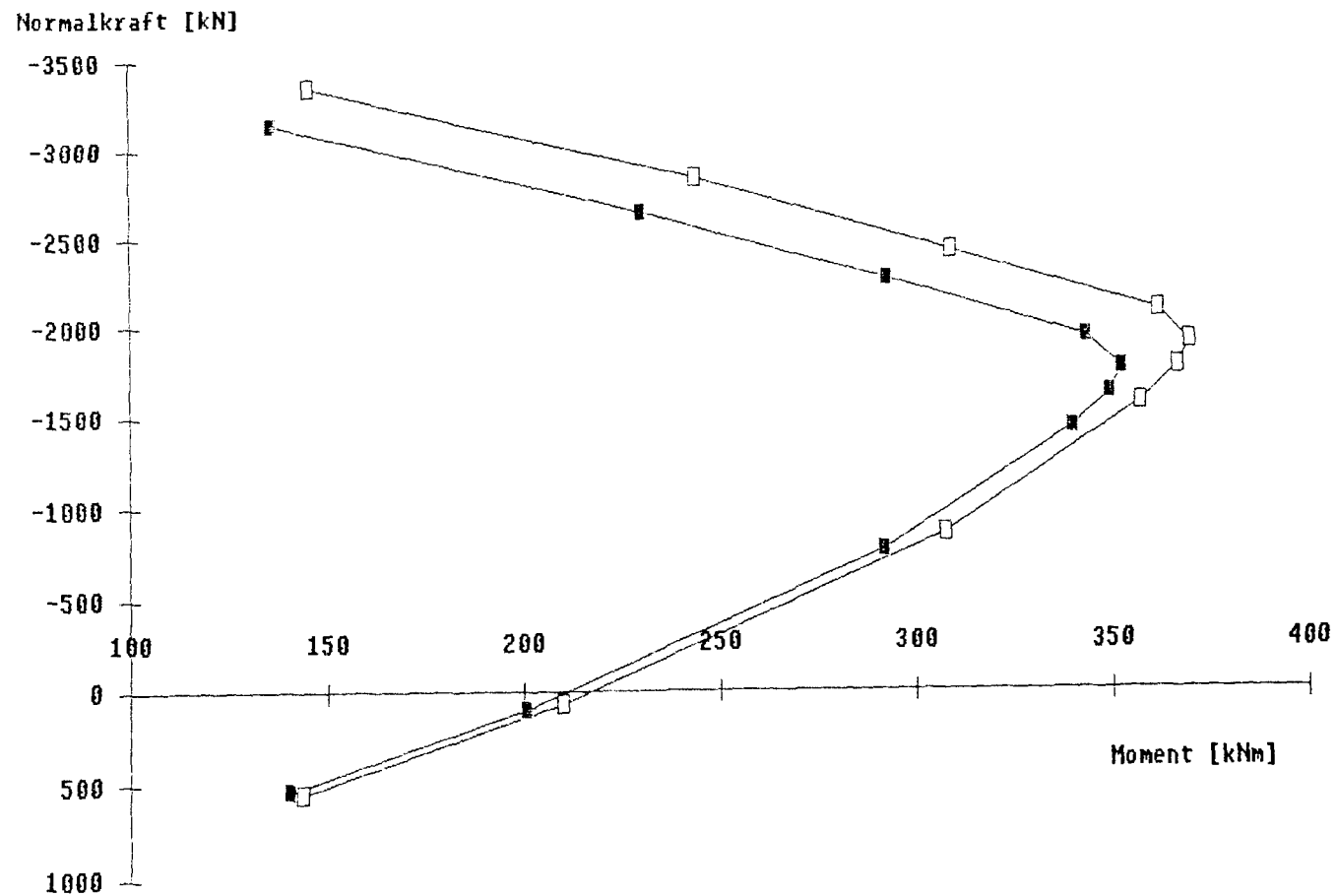


Bild 200:

Gerechnete Momenten-Normalkraft-Tragfähigkeit der Versuchsbalken B 2 und B 3.

- Balken B 2
- Balken B 3

## 6. Notwendige weitere Forschung

Für die breite Anwendung in der Baupraxis konnten einige wichtige Probleme bisher nicht oder nur ungenügend untersucht werden. Hier sind für den "kalten" Zustand vor allem das Trag- und Verformungsverhalten

- vereinfachter Formen von Ankerkörpern
  - der Formstahlbewehrung der Balken bei angehängten Lasten sowie
  - von Balken mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften des Formstahlprofils
- zu untersuchen.

Der Einsatz formstahlbewehrter Stahlbetonbalken für Bauteile im Freien oder in aggressiver Umgebung erfordert einen geeigneten Korrosionsschutz. Die Wirksamkeit von Korrosionsschutzmaßnahmen bei formstahlbewehrten Stahlbetonbalken, insbesondere bei unterschiedlichen Verbundeigenschaften des Formstahls, ist nicht mit Erfahrungen aus dem Verbundbau zu beurteilen.

Für den Brandfall sollte der Einfluß der Formstahlbewehrung auf die Temperaturverteilung im Querschnitt untersucht werden. Hierbei ist insbesondere zu ermitteln, ob die Formstahlbewehrung eine schnellere Erwärmung bewirkt oder im Gegenteil infolge abschirmender Wirkung die Erwärmung verzögert. Für eine Auswahl gängiger Querschnitte sollten Isothermenbilder erstellt werden.

Das Tragverhalten durchlaufender formstahlbewehrter Balken im Brandfall bei unterschiedlicher Größe der Stützbewehrung (bzw. der Abreibbewehrung) sollte zumindest in einigen Brandversuchen experimentell ermittelt werden.

## **7. Zusammenfassung**

Im Versuch wurde an vier formstahlbewehrten Stahlbetonbalken unter Raumtemperatur das Tragverhalten und die Bruchlast ermittelt, an weiteren vier Balken erfolgte im Brandversuch die Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer.

Die Versuchsergebnisse sind ausführlich dokumentiert und für eine Anwendung in der Praxis ausgewertet. Damit liegen erste Grundlagen für eine sichere Bemessung sowohl für vorgegebene Lasten, als auch für eine angestrebte Feuerwiderstandsdauer vor.

Auf die Notwendigkeit weiterer Forschung wird hingewiesen.

## 8. Literatur

- [1] Kordina, K.; Droese, S.:  
Untersuchung zur Einsatzmöglichkeit von mit Stahlprofilen bewehrten Stahlbetonbalken ("Composite Reinforced Beams") im Hoch- und Brückenbau. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben 2091-BV4E-12/83, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1985
  
- [2] Kordina, K.; Droese, S.:  
Versuche mit Formstahlbewehrten Stahlbetonbalken. Bauingenieur 62 (1987), S. 117 - 125
  
- [3] Kordina, K.; Droese, S.; Breddermann, M.:  
Entwicklung und Erprobung einer neuartigen Bauform von Betonbalken als formstahlbewehrte Stahlbetonbalken. Abschlußbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 21.3.-26.16.00-. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig und Bauunternehmen Carl Schuhmacher GmbH, Wolfenbüttel, 1988
  
- [4] Droese, S.; Kordina, K.:  
Formstahlbewehrter Stahlbeton, Versuche an Balken mit neuartiger Bewehrung. beton 11/88, Seite 435-438
  
- [5] Kordina, K.; Hegger, J.:  
Systematische Auswertung von Schubversuchen an Spannbetonbalken. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 381, 1987
  
- [6] Kordina, K.; Droese, S.:  
Formstahlbewehrter Stahlbetonbalken, Bemessung und Konstruktion, Zement & Beton 1/90, S. 12 - 19

- [7] Kordina, K; Droese, S.; Claußen, T:  
Zum Trag- und Brandverhalten formstahlbewehrter Stahl-  
betonbalken. Forschungsarbeiten 1984 - 1989, Institut für  
Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig,  
S. 103 - 106
  
- [8] Eurocode No 2: Common unified rules for  
concrete structures
  
- [9] Bode, H.:  
Verbundbau: Konstruktion, Berechnung.  
Werner Verlag, Düsseldorf 1987
  
- [10] Kordina, K; Meyer-Ottens, C:  
Beton-Brandschutz-Handbuch. Düsseldorf 1981
  
- [11] Ehm, H; Kordina, K; Rostel, R. v.:  
Erwärmungsvorgänge in balkenartigen Stahlbetonteilen  
unter Brandbeanspruchung. DAfStb Heft 230, Berlin 1975
  
- [12] Ameler, J.:  
Tragverhalten formstahlbewehrter Stahlbetonbalken bei  
Brandbeanspruchung. Diplomarbeit am Fachgebiet Massivbau  
der TU Braunschweig, 1990 (unveröffentlicht)

